

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ANDREI NARDELLI

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES RÍGIDAS SUBMETIDAS
A ESFORÇOS DE TOMBAMENTO EM SUBESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA:
ESTUDO DE CASO SUBESTAÇÃO DESTERRO 230/138 KV**

FLORIANÓPOLIS
2016

ANDREI NARDELLI

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES RÍGIDAS SUBMETIDAS
A ESFORÇOS DE TOMBAMENTO EM SUBESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA:
ESTUDO DE CASO SUBESTAÇÃO DESTERRO 230/138 KV**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof.^a Patricia de Oliveira
Faria, PhD.

FLORIANÓPOLIS
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Nardelli, Andrei

Dimensionamento geotécnico de fundações rígidas
submetidas a esforços de tombamento em subestações de
energia elétrica: Estudo de caso Subestação Desterro
230/138 kV / Andrei Nardelli ; orientadora, Patricia de
Oliveira Faria - Florianópolis, SC, 2016.
157 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Fundações rígidas. 3. Interação
solo-fundação. 4. Esforços transversais. 5. Subestações de
Energia Elétrica. I. de Oliveira Faria, Patricia. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

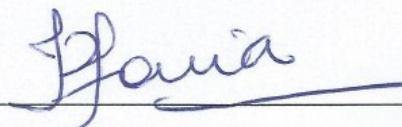
Andrei Nardelli

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES RÍGIDAS SUBMETIDAS
A ESFORÇOS DE TOMBAMENTO EM SUBESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA:
ESTUDO DE CASO SUBESTAÇÃO DESTERRO 230/138 KV**

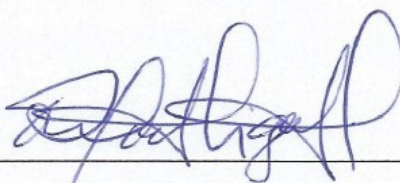
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 22 de dezembro de 2016.

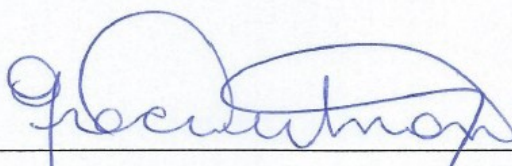
Banca Examinadora:



Prof.ª Patricia de Oliveira Faria, PhD.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof.ª Gracieli Dienstmann, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, aos meus pais, Alaor Nardelli e Odete Nardelli, e minha irmã, Andressa, por todo companheirismo, carinho, ensinamentos e histórias. Agradeço-lhes pela educação que me proporcionaram e por nunca medirem esforços para me ajudar. A minha namorada, Gabriela, pelo amor, cumplicidade e aprendizados ao longo desta caminhada.

À professora Patricia de Oliveira Faria, a qual possuí o privilégio de ter como orientadora. Obrigado pelo intercâmbio de conhecimentos e experiências, disponibilidade e paciência.

Aos professores Gracieli Dienstmann e Rafael Augusto dos Reis Higashi, por terem aceitado o convite para compor a banca examinadora deste trabalho.

Aos colegas do Programa de Educação Tutorial da Engenharia Civil da UFSC, pelos momentos de convivência e por terem contribuído para o meu crescimento pessoal e profissional. Em especial, aos petianos e amigos Cristine e Guilherme, pela amizade e disponibilidade.

Ao amigo e tutor Cláudio Cesar Zimmermann, pela oportunidade de integrar o seletivo grupo do PET/ECV. Obrigado por sua amizade fraternal e companheirismo ao longo de toda a graduação.

Aos amigos e colegas da ELETROSUL Centrais Elétricas, em especial ao meu supervisor Diego, por compreenderem esse período de elaboração do Trabalho de Conclusão de Curso, e também pelos ensinamentos profissionais compartilhados.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, por terem contribuído para a minha formação acadêmica.

Aos amigos e colegas do curso de Engenharia Civil com os quais tive o prazer de compartilhar experiências ao longo destes anos.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para a concretização deste trabalho. Muito obrigado!

“E ainda que tivesse o dom de profecia, e conhecesse todos os mistérios e toda a ciência, e ainda que tivesse toda a fé, de maneira tal que transportasse os montes, e não tivesse amor, nada seria.”

Coríntios I, 13:2

RESUMO

As subestações desempenham um papel fundamental no sistema transmissão de energia elétrica. Semelhante a outras fundações, as fundações em subestações devem atender concomitantemente as condições de segurança e de serviço. Por causa da presença de equipamentos menos robustos, fundações diretas são empregadas quando tecnicamente viáveis. Sendo que estas serão solicitadas principalmente ao tombamento devido a presença de esforços horizontais significativos. Além disso, há necessidade de considerar as exigentes restrições de deflexão da fundação a fim de garantir a segurança e funcionamento adequado do equipamento. Este trabalho possui como objetivo o estudo e a análise do dimensionamento geotécnico de fundações rígidas submetidas a esforços de tombamento em subestações de energia elétrica. Foram empregados os métodos de Sulzberger (1945) e Russo (1980) a fim de realizar o dimensionamento geotécnico de um tubulão curto e um bloco de seção quadrada para um Transformador de Potencial Capacitivo da subestação localizada no município de Florianópolis, Santa Catarina. Ambos os métodos são baseados no modelo de molas lineares com o intuito de avaliar a interação solo-fundação. Empregou-se também o método proposto por Sherif (1974) para avaliar a segurança de estabilidade lateral. Os resultados obtidos demonstram que as restrições de serviço governam o dimensionamento da fundação e, desta maneira, uma análise da interação solo-fundação se faz necessária. Conclui-se que os dois métodos apresentaram resultados muito próximos para o dimensionamento geotécnico de um tubulão curto, mas apresentam resultados com até 20% de diferença para o caso de um bloco de seção quadrada. Por fim, foi possível concluir que o bloco de seção quadrada apresenta uma maior resistência ao tombamento que o tubulão curto para a mesma rotação.

Palavras-chave: Interação solo fundação; Fundações rígidas; esforços de tombamento; Sulzberger; Subestação.

ABSTRACT

Electrical substations are an essential part in the electric energy transmission system. Similar to other foundations, the substations foundations must concomitantly comply with the ultimate strength design and allowable stress design. Due to the presence of less robust electrical equipments, shallow foundations are used when technically viable. The foundations are subjected mainly to large overturning moments due to the presence of significant transverse loads. Moreover, it is necessary to consider the demanding deflection limitations of the foundation in order to guarantee electrical safety and adequate operation of the equipment. The objective of this work is to study and analyze the geotechnical design of rigid foundations submitted to overturning moments in electrical substations. Sulzberger's (1945) and Russo's (1980) methods were employed in order to evaluate the geotechnical design of a short caisson and a square section blok for a Capacitor Voltage Transformer of the substation located in the city of Florianópolis, Santa Catarina, Brazil. Both of the methods are based on the subgrade linearly elastic reaction, intending to evaluate the soil-foundation interaction. The method proposed by Sherif (1974) was also employed to evaluate the security of lateral stability. Results demonstrate that the allowable stress method control the design of the foundation; therewith, an analysis of the soil-foundation interaction is necessary. The two methods produced very close results for the geotechnical design of a short caisson, but produced results with up to a 20% difference for the case of a square section blok. The square section blok provides a higher resistance to the overturning moment than the short caisson for the same deflection.

Keywords: Soil-Foundation interaction; rigid foundation; overturning; Sulzberger; Substation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Formato típico da estrutura de suporte e equipamento.	32
Figura 2: Aplicação dos esforços na superestrutura.	35
Figura 3: Exemplo de corrente assimétrica durante um curto circuito.	36
Figura 4: Comportamento tensão versus deformação: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) linear não elástico.	50
Figura 5: Influência das cargas aplicadas (a) e da rigidez relativa fundação solo nas pressões de contato (b).	52
Figura 6: Resposta das pressões de contato e dos recalques para o modelo de Winkler e o modelo do meio contínuo.	52
Figura 7: Obtenção do coeficiente de reação vertical a partir do gráfico tensão <i>versus</i> deslocamento.	54
Figura 8: Curva tensão <i>versus</i> deslocamento: ensaio de placa em areia (a) e em argila (b). ...	55
Figura 9: Correlações entre o coeficiente de reação vertical e resultados do SPT.	57
Figura 10: Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca.	62
Figura 11: Exemplo de reação do solo argiloso e arenoso, respectivamente.	63
Figura 12: Curvas p-y definidas para quarto camadas do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.	67
Figura 13: Distribuição de tensões sob uma fundação com excentricidade nas duas direções.	69
Figura 14: Gráficos de momento de tombamento <i>versus</i> inclinação do bloco ($\times 10^{-3}$).	71
Figura 15: Verificação dos coeficientes de segurança para estacas carregadas transversalmente pelo método de Sherif.	74
Figura 16: Reações do solo calculadas a partir do método de Sulzberger para esforços de tombamento.	75
Figura 17: Esquema utilizado a fim de se determinar a resistência devido ao engastamento lateral.	77
Figura 18: Gráfico da modificação do momento de reação de engastamento lateral em função do ângulo de rotação da fundação.	80
Figura 19: Esquema utilizado a fim de se determinar a resistência na base do bloco.	81
Figura 20: Elementos Básicos e simbologias.	83
Figura 21: Aplicação de deslocamento unitário vertical e horizontal ao tubulão.	84
Figura 22: Aplicação de uma rotação unitária ao tubulão.	84
Figura 23: Elementos Básicos e simbologias de um tubulão “quadrado”.	86
Figura 24: Localização da Subestação Desterro 230/138 kV.	89
Figura 25: Posição dos furos de sondagem.	90
Figura 26: Primeira fase de implantação da plataforma.	92
Figura 27: Segunda fase de implantação da plataforma.	92
Figura 28: Terceira fase de implantação da plataforma.	93
Figura 29: Quarta fase de implantação da plataforma.	94
Figura 30: Corte do arranjo geral do pátio de manobra, setor 230 kV.	96
Figura 31: Suporte de concreto armado, dimensões em centímetros.	97
Figura 32: Esquema da posição dos condutores, cotas em milímetros.	98
Figura 33: Perfil do solo em relação a fundação.	104
Figura 34: Curva de ajuste entre primeira e segunda fase com relação de um para quarto aplicado para diferentes valores de tangente de alfa.	107
Figura 35: Discretização em partes semelhantes do equipamento e suporte.	113
Figura 36: Curva de ajuste entre o primeiro e segundo estágio – Tubulão curto.	117

Figura 37: Momento resistente para tubulão curto - Método de Sulzberger.	118
Figura 38: Tensões laterais solicitantes e resistentes para o tubulão curto.	120
Figura 39: Tensões solicitantes na base do tubulão curto.	122
Figura 40: Curva de ajuste entre o primeiro e segundo estágio – Bloco de seção quadrada..	124
Figura 41: Momentos resistentes para bloco de seção quadrada - Método de Sulzberger.....	125
Figura 42: Tensões laterais solicitantes e resistentes para o bloco de seção quadrada.	127
Figura 43: Tensões solicitantes no bloco de seção quadrada.	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Avaliação da rigidez de um tubulão em função do diâmetro e comprimento.	30
Tabela 2: Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão em fundações superficiais.	43
Tabela 3: Fatores de segurança parciais para verificação de tração em fundações superficiais.	43
Tabela 4 Tensões admissíveis do solo.	47
Tabela 5: Deflexões limites da estrutura.	49
Tabela 6: Valores propostos de coeficiente de reação vertical, convertidos para kgf/cm^3 numa placa quadrada de um pé de lado.	56
Tabela 7: Valores propostos para o coeficiente de reação vertical.	56
Tabela 8: Módulos de deformabilidade (MPa) sugeridos em comparação com outros autores.	60
Tabela 9: Valores sugeridos de coeficientes de Poisson.	60
Tabela 10: Valores de n_h e m_h para argilas e solos orgânicos moles.	65
Tabela 11: Valores propostos para n_h , adaptado para kgf/cm^3 , em solo arenoso, para uma faixa horizontal de um pé de largura.	66
Tabela 12: Fórmulas para o cálculo de fundações, considerando que o coeficiente de reação horizontal é nulo na superfície e varia linearmente com a profundidade.	82
Tabela 13: Fórmulas para cálculo de um tubulão “quadrado”.	87
Tabela 14: Coordenadas dos pontos que definem a plataforma da SE Desterro.	90
Tabela 15: Fatores de redução em função da ação considerada.	101
Tabela 16: Hipóteses de carregamento, legenda na Tabela 15.	102
Tabela 17: Parâmetros iniciais de entrada.	103
Tabela 18: Parâmetros de cálculo para a camada de argila rija.	111
Tabela 19: Ações permanentes devido aos pesos próprios.	112
Tabela 20: Ação do vento nos sentidos “x” ou “y” no equipamento, suporte e condutores. .	114
Tabela 21: Resultado das Hipóteses de Carregamento no nível da terraplenagem.	115
Tabela 22: Casos mais desfavoráveis no nível da terraplenagem.	115
Tabela 23: Resultados - dimensões e coeficientes de reação para um Tubulão curto.	116
Tabela 24: Resultados dos cálculos para o tubulão curto, Método de Sulzberger.	116
Tabela 25: Casos mais desfavoráveis na metade da profundidade da fundação.	118
Tabela 26: Esforços resultantes para o caso mais desfavorável.	119
Tabela 27: Resultado dos cálculos para tubulão curto - Método Russo.	119
Tabela 28: Coeficiente de segurança de estabilidade lateral pelo método de Sherif.	121
Tabela 29: Resultados - dimensões e coeficientes de reação para um bloco de seção quadrada.	123
Tabela 30: Resultados dos cálculos para o bloco de seção quadrada - Método de Sulzberger.	123
Tabela 31: Casos mais desfavoráveis na metade da profundidade da fundação.	125
Tabela 32: Esforços resultantes para o caso mais desfavorável.	126
Tabela 33: Resultado dos cálculo para bloco de seção quadrada – Método Russo.	126
Tabela 34: Coeficiente de segurança de estabilidade lateral pelo método de Sherif.	127
Tabela 35: Planilha para cálculo do vento.	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis, do inglês <i>American Society of Civil Engineers</i>
CIGRE	Conselho internacional de grandes sistemas elétrico, do francês <i>Conseil International des Grands Réseaux Electriques</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CS	Chaves seccionadoras
DJ	Disjuntores
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
IEC	Comissão Internacional Eletrotécnica, do inglês <i>International Electrotechnical Commission</i>
IEEE	Instituto dos Engenheiros Eletricistas e Eletrônico, do inglês <i>Institute of Electrical and Electronics Engineers</i>
IMG	Instituto de Mecânica dos Solos de Grenoble
ISC	Índice de Suporte Califórnia
LT	Linha de Transmissão
PR	Para-Raios
SE	Subestação de Energia elétrica
SPT	Standard Penetration Test
TC	Transformadores de Corrente
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso
TPC	Transformadores de Potencial Capacitivo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	OBJETIVOS	24
1.1.1	Objetivo Geral	24
1.1.2	Objetivos Específicos	25
1.2	CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	FUNDAÇÕES	27
2.1.1	Fundações diretas	27
2.1.1.1	Sapatas	28
2.1.1.2	Blocos	28
2.1.1.3	Tubulões	28
2.1.1.4	Radier	29
2.1.2	Rigidez relativa da fundação	29
2.2	AÇÕES ATUANTES NAS FUNDAÇÕES	31
2.2.1	Ações permanentes	31
2.2.1.1	Peso próprio	31
2.2.2	Ações variáveis	32
2.2.2.1	Vento	32
2.2.2.2	Curto circuito	35
2.2.2.3	Tração dos cabos	37
2.2.2.4	Esforço de interrupção da corrente	37
2.2.3	Ações excepcionais	38
2.3	HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS	38
2.3.1	Estados limites últimos	39
2.3.1.1	Combinação última normal	39
2.3.1.2	Perda de equilíbrio de corpo rígido	40
2.3.1.3	Perda de equilíbrio das fundações	41
2.3.2	Estados limites de serviço	41
2.3.2.1	Combinações quase permanentes de serviço	42
2.3.2.2	Combinações raras de serviço	42
2.3.3	Coefficientes de segurança	42
2.4	DIRETRIZES E NORMAS PARA PROJETOS DE SUBESTAÇÕES	44
2.4.1	Generalidades	44
2.4.2	Métodos de análise	45
2.4.2.1	Estado limite último	46
2.4.2.2	Estado limite de serviço	48
2.5	INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO	49
2.5.1	Reação no sentido vertical	50
2.5.1.1	Modelo de Winkler	53
2.5.1.2	Coefficiente de reação vertical	53
2.5.1.3	Modelo do meio contínuo	59
2.5.2	Reação no sentido horizontal	61
2.5.2.1	Modelo de Winkler	62
2.5.2.2	Coefficiente de reação horizontal	62
2.5.2.3	Modelo de molas não lineares	66
2.5.2.4	Modelo do meio contínuo	67

2.6	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	68
2.6.1	Método de Sulzberger	75
2.6.2	Método Russo	83
3	MATERIAIS E MÉTODO	89
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	89
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	91
3.3	EQUIPAMENTO, SUPORTE E CONDUTORES	95
3.3.1	Equipamento	95
3.3.2	Suporte.....	96
3.3.3	Condutores	97
3.4	AÇÕES E HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS.....	98
3.4.1	Ações permanentes	98
3.4.2	Ações variáveis.....	99
3.4.3	Hipóteses de carregamento.....	100
3.5	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	103
3.5.1	Método de Sulzberger	105
3.5.2	Método Russo.....	108
3.5.3	Coeficiente de Segurança	109
4	RESULTADOS	111
4.1	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	111
4.2	AÇÕES E HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS.....	112
4.2.1	Ações permanentes	112
4.2.2	Ações variáveis.....	112
4.2.3	Hipóteses de carregamento.....	114
4.3	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	115
4.3.1	Tubulão curto.....	116
4.3.1.1	Método de Sulzberger	116
4.3.1.2	Método Russo.....	118
4.3.1.3	Coeficiente de Segurança	119
4.3.2	Bloco de seção quadrada.....	122
4.3.2.1	Método de Sulzberger	123
4.3.2.2	Método Russo.....	125
4.3.2.3	Coeficiente de Segurança	126
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	129
5.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	131
	REFERÊNCIAS	133
	APÊNDICE A – Memorial do cálculo do esforço devido à ação do vento	137
	ANEXO A - Sondagens a percussão - SPT	141

1 INTRODUÇÃO

A energia elétrica é fundamental para a sociedade moderna. Segundo dados do Anuário Estatístico de Energia Elétrica, o Brasil teve, no ano de 2014, um consumo total de 463,1 TWh, sendo essa energia conduzida até os polos consumidores através de mais de 125 mil quilômetros de linhas de transmissão (BRASIL, 2015). A distância entre a geração da energia elétrica e o consumo é significativa em um país com as dimensões do Brasil e, além disso, com a presença marcante de usinas hidroelétricas instaladas em regiões remotas. Desta forma, adota-se um sistema composto de linhas de transmissão (LT) e subestações (SE) a fim de distribuir e conduzir a energia elétrica de maneira apropriada.

Na literatura, Danziger (1983), Chaves (2004) e Azevedo (2011) realizaram estudos sobre a análise de fundações de LTs. Em LTs, são empregadas dois tipos de torres: as torres estaiadas e as torres autoportantes. Estas torres serão submetidas predominantemente a esforços transversais, da mesma forma que ocorre em SEs. Nas torres estaiadas, apenas o mastro central é comprimido enquanto que os quatro cabos, habitualmente chamados de estais, são tracionados. As torres autoportantes apresentam quatro fundações que serão solicitadas a compressão ou a tração durante a vida útil da estrutura. Desta forma, é fundamental o estudo do compartimento da fundação quando submetida a esforços de tração, ou arrancamento, e a esforços de compressão. Segundo Azevedo (2011), o método desenvolvido pela Universidade de Grenoble, por Biarez e Barraud em 1968, é o mais utilizado no Brasil e no exterior a fim de verificar a capacidade de carga à tração das fundações de LTs. Conforme descrito pela mesma autora, existem outros métodos ainda empregados, como: método do cone; método do cilindro de atrito; método de Balla; e método de Meyerhof e Adams.

As subestações desempenham um papel fundamental visto que são nelas onde estão localizados os transformadores de energia elétrica, além de outros equipamentos, como: reatores e capacitores. Classificam-se principalmente as subestações de duas formas: elevadoras de tensão elétrica; ou abaixadoras de tensão. Em locais próximos a geração da energia elétrica, são empregados transformadores que elevam a tensão com o intuito de diminuir a perda de energia ao longo do percurso. Em contrapartida, em lugares próximos aos centros consumidores, utilizam-se transformadores com o objetivo de baixar a tensão e assim, tornando-a adequada para distribuição e uso.

As fundações empregadas em SEs podem ser separadas em dois grupos: fundações para estruturas principais, como pórticos, transformadores, reatores e paredes corta-fogo; e fundações para estruturas secundárias, como Transformadores de Potencial Capacitivo (TPC), Transformadores de Corrente (TC), disjuntores (DJ), chaves seccionadoras (CS) e para-raios (PR). Esses equipamentos secundários são utilizados para manobra, proteção e controle da rede de energia. Quando possível, são empregadas fundações diretas para estes equipamentos secundários e, desta forma, estas serão solicitadas principalmente a esforços de tombamento, diferentemente das fundações de LTs. O presente trabalho dará ênfase no dimensionamento geotécnico de fundações diretas e rígidas utilizadas por estes equipamentos secundários. Desta maneira, devem ser utilizados métodos adequados de dimensionamento dessas fundações rígidas a fim de garantir segurança e viabilidade técnica e econômica.

Ação do vento, tração dos condutores e ação devido a corrente de curto circuito são esforços horizontais aplicados no topo e ao longo da estrutura cuja fundação estará sujeita a resistir. Segundo a ASCE (2008), estruturas de SEs devem apresentar deslocamentos e deformações máximos a fim de isolar, por meio do ar, a corrente elétrica da movimentação de pessoas no nível do terreno com segurança. Assim, o método utilizado no dimensionamento deve considerar os deslocamentos e deformações máximos que a estrutura deve apresentar.

Neste trabalho, será estudado e apresentado o dimensionamento geotécnico de fundações rígidas, aplicadas em SEs, submetidas a esforços de tombamento. Além disso, realizar-se-á um estudo de caso a fim de aplicar os conhecimentos, métodos e técnicas apresentados.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) possui como objetivo geral analisar o dimensionamento geotécnico de fundações rígidas submetidas a esforços de tombamento em subestações de energia elétrica. Além disso, este trabalho visa realizar um estudo de caso da subestação Desterro, localizada em Florianópolis, Santa Catarina.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetos específicos deste trabalho são apresentados a seguir:

- a) Expor conceitos referentes a fundações diretas e, ao mesmo tempo, rígidas;
- b) Analisar as ações atuantes e as hipóteses de carregamentos para o dimensionamento das fundações de equipamentos secundários em SEs;
- c) Apresentar formas de como pode ser interpretada a interação solo-fundação em fundações sujeitas a esforços de tombamento;
- d) Identificar as diretrizes e os critérios técnicos utilizados no projeto geotécnico de fundações de subestações;
- e) Expor, por meio da revisão bibliográfica realizada, métodos de dimensionamento de fundações rígidas submetidas a esforços de tombamento. Apresentar, especificamente, a metodologia de Sulzberger (1945) e Russo (1980);
- f) Realizar um estudo de caso com aplicações dos métodos de Sulzberger (1945) e Russo (1980) para um tubulão curto e um bloco de seção quadrada, através dos conceitos e conhecimentos técnicos obtidos durante a elaboração do presente trabalho.

1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução

No primeiro capítulo, realiza-se uma introdução geral ao assunto e os objetivos gerais e específicos, os quais delimitaram as diretrizes deste trabalho. Além disso, é apresentada a estrutura e organização do trabalho.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica

O segundo capítulo expõe uma revisão da literatura referente ao tema do trabalho. São abordados conceitos, ações e hipóteses de carregamento, diretrizes e normas de projeto, interação solo-fundação e, por fim, métodos de dimensionamento geotécnico. Sendo que será dado ênfase aos conteúdos relacionados aos objetivos do presente trabalho.

Capítulo 3 - Materiais e método

No terceiro capítulo são apresentados os materiais necessários e a metodologia para a o dimensionamento geotécnico da fundação com o intuito de atingir os objetivos propostos.

Capítulo 4 – Resultados

No quarto capítulo, são apresentados os resultados obtidos da metodologia aplicada ao estudo de caso, bem como as etapas do dimensionamento geotécnico.

Capítulo 5 - Considerações finais

No quinto capítulo, são apresentadas as considerações e conclusões, fundamentadas por meio do presente trabalho. Ademais, serão expostas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Por fim, são listadas as referências utilizadas durante a execução deste trabalho, os apêndices e os anexos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES

As fundações são responsáveis por transmitir os carregamentos provenientes da estrutura ao solo, garantindo condições de segurança e utilização adequadas. Segundo a ABNT NBR 6122 - projeto e execução de fundações - de 2010, fundações superficiais são aquelas cuja profundidade de assentamento da base da fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Outros autores definem que fundação superficial ou direta é aquela cujo mecanismo de ruptura da base aparece na superfície do terreno (VELLOSO e LOPES, 1998 e 2010)

De modo geral, fundações superficiais são menos onerosas do que fundações profundas, seja pela necessidade de equipamentos menos robustos, pela mão de obra menos qualificada ou pelo custo. Contudo, nem sempre é possível se optar por fundações diretas, as condições de carregamento e do terreno influenciam diretamente nesta decisão (REBELLO, 2011). Desta maneira, há a tendência de verificar, primeiramente, a viabilidade técnica e econômica de se executar uma fundação direta, e caso esta não seja viável, opta-se por uma fundação profunda.

Esse critério se aplica diretamente a algumas estruturas de SEs, pois apresentam esforços verticais reduzidos que são provenientes predominantemente do peso próprio e, assim, fundações diretas são desejadas. Em contra partida, estas devem suportar notáveis esforços de tombamento devido a presença de ações transversais atuando nos condutores, equipamento e suporte.

2.1.1 Fundações diretas

As fundações diretas submetidas a esforços transversais podem ser divididas em dois grupos: as fundações onde sua estabilidade provém principalmente do seu peso próprio; e as fundações que a estabilidade provém da área em contato com o solo. Contudo, segundo Sulzberger (1945), fundações diretas submetidas a esforços de transversais podem ser separadas em dois grupos: o primeiro no qual o engastamento lateral é mínimo com solo, como por exemplo sapatas e radiers; o segundo no qual a estabilidade da fundação provém, na maior parte, do efeito de engastamento do solo em contato com suas paredes laterais, como por exemplo, blocos ou tubulões curtos.

2.1.1.1 Sapatas

Sapatas são elementos de fundação de concreto armado, de menor altura e rigidez, dimensionadas para que as tensões de tração, resultantes de sua flexão, sejam resistidas pela armadura. Sapatas podem assumir diversas formas, as mais comuns são: sapatas isoladas; sapatas corridas; sapatas associadas; e sapatas de divisa (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.1.1.2 Blocos

Blocos são elementos de fundação que se caracterizam por uma altura e rigidez relativamente grandes a fim de que as tensões de tração nele atuantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

Tanto blocos quanto sapatas não devem ter dimensões inferiores a sessenta centímetros em planta (ABNT NBR 6122, 2010).

2.1.1.3 Tubulões

Tubulões são elementos de forma cilíndrica, usualmente de fundações profundas, que durante a fase de execução, há a descida de pelo menos um operário para alargamento da base e limpeza. Ou seja, trata-se de uma estaca escavada *in loco* que apresenta em geral a base alargada e pode ser agrupadas em dois grupos, os tubulões a céu aberto e os que empregam ar comprimido.

Segundo Cintra et al. (2011), na prática profissional brasileira, é comum supor desprezível a resistência de atrito lateral para tubulões a céu aberto. Os mesmos autores consideram que, mesmo por hipótese de cálculo, este fato justifica a consideração do tubulão como uma fundação direta. A ABNT NBR 6122 (2010) considera que tubulões são elementos que transmitem os esforços preponderantemente pela ponta.

O termo “tubulão curto” é empregado no caso específico do tubulão apresentar dimensões características de uma fundação direta e grande rigidez transversal, conforme será apresentado a seguir.

2.1.1.4 Radier

Quando todos os pilares da superestrutura transmitirem os esforços ao solo através de uma única sapata, denomina-se uma fundação em radier. Caracteriza-se pelo grande volume de concreto armado empregado. A ABNT NBR 6122 (2010) define radier como “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos”.

2.1.2 Rigidez relativa da fundação

Quando submetidas a momento de tombamento, fundações profundas e diretas apresentam comportamentos diferentes. Fundações diretas, como blocos ou tubulões curtos, apresentam maior rigidez transversal que as fundações profundas, como estacas. Desta maneira, quando são submetidas a esforços horizontais e momentos de tombamento, essas fundações diretas tendem a se deslocarem em direção da força e girar em torno de um ponto, até o instante que se atinja as condições de equilíbrio (DÉCOURT et al., 1998). Em fundações profundas, que são fundações mais flexíveis, os deslocamentos são devidos principalmente à flexão da fundação.

O presente trabalho foca o emprego de fundações rígidas submetidas principalmente a esforços de tombamento e, desta forma, é necessário determinar a rigidez relativa solo fundação a fim de avaliar esta rigidez. Serão considerados como fundações rígidas os blocos e tubulões curtos por meio das fórmulas empregadas em estacas e tubulões para avaliação a rigidez relativa do elemento. Conforme exposto por Velloso e Lopes (2010), baseado nos estudos de Hetenyi (1946) e Miche (1930), a fundação será considerada como rígida quando o produto da rigidez relativa da fundação pelo comprimento for menor que π ou 4, sendo a rigidez relativa solo-fundação determinada pela Equação 1.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4 E_p I}} \quad \text{Equação (1)}$$

Onde :

λ = rigidez relativa solo-fundação;

L = comprimento da estaca ou fundação;

B = largura da estaca ou fundação;

K_h = coeficiente de reação horizontal;

E_p = módulo de elasticidade da fundação;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal normal ao plano de flexão.

Para estacas, também é comum encontrar o termo rigidez relativa estaca-solo ou comprimento característico, representado pela letra T , sendo T igual ao inverso de λ .

Para tubulões, Décourt et al. (1998) consideram também que fundações carregadas horizontalmente podem ser classificadas em função do comprimento relativo, conforme pode ser visualizado na Tabela 1.

Tabela 1: Avaliação da rigidez de um tubulão em função do diâmetro e comprimento.

$D/(T \text{ ou } R) \geq 4$	Fundação flexível ou longa
$D/(T \text{ ou } R) =]2, 4[$	Fundação intermediária
$D/(T \text{ ou } R) \leq 2$	Fundação rígida ou curta

Fonte: Adaptado de DÉCOURT et al. (1998).

Sendo T e R os fatores de rigidez relativa para os casos de areia e argila, conforme pode-se observar nas Equações 2 e 3, respectivamente.

$$\text{Areia:} \quad T = \sqrt[5]{\frac{E I}{n_h}} \quad \text{Equação (2)}$$

$$\text{Argila:} \quad R = \sqrt[4]{\frac{E I}{K_h}} \quad \text{Equação (3)}$$

Onde:

D = Profundidade do tubulão;

K_h = coeficiente de reação horizontal;

n_h = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade;

E = módulo de elasticidade da fundação;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal normal ao plano de flexão.

2.2 AÇÕES ATUANTES NAS FUNDAÇÕES

De acordo com a ABNT NBR 8681 - segurança nas estruturas - de 2003, ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Tais ações podem ser classificadas segundo variabilidade no tempo em três categorias:

- Ações permanentes: são ações que ocorrem durante praticamente toda a vida da construção, com valores constantes ou de pequena variação;
- Ações variáveis: são as cargas acidentais das construções, como por exemplo, o vento e pressões hidrostáticas;
- Ações excepcionais: são ações que tem duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil, mas que devem ser consideradas.

A seguir, serão abordados os principais esforços que fundações rígidas submetidas a esforços de tombamento em subestações estão sujeitas. Contudo, ações provenientes da montagem e manutenção da estrutura e equipamento não serão consideradas no presente trabalho.

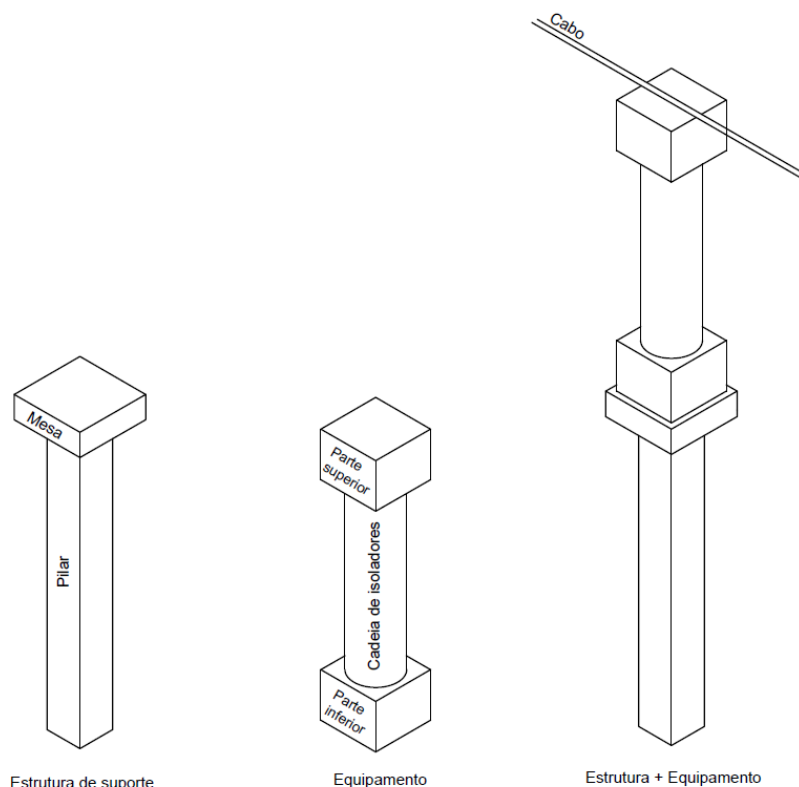
2.2.1 Ações permanentes

2.2.1.1 Peso próprio

Os pesos dos cabos, equipamento, suporte e fundação devem ser especificados no projeto e somados a fim de serem tratados como uma ação permanente para o dimensionamento da fundação. A Figura 1 exemplifica o formato típico da estrutura de suporte e equipamento que serão suportados pela fundação.

Visto que usualmente a estrutura é pré-fabricada e o equipamento construído com um rígido controle tecnológico, o valor estimado desta ação é confiável.

Figura 1: Formato típico da estrutura de suporte e equipamento.



Fonte: elaborado pelo Autor.

2.2.2 Ações variáveis

2.2.2.1 Vento

É notório que o esforço na superestrutura proveniente da ação dinâmica do vento deve ser considerado no projeto de uma fundação. Neste sentido, a ABNT NBR 6123 - forças devidas ao vento em edificações – de 1988 estabelece condições e um roteiro de cálculo a fim de determinar essa força.

Primeiramente, devem-se compreender alguns dos conceitos apresentados nessa norma. A velocidade básica de cálculo V_0 , em metros por segundo, é a velocidade média máxima do vento medida sobre três segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano. Esta velocidade pode ser estimada através da isopletas da velocidade básica do vento no Brasil. A partir da velocidade básica de cálculo, determina-se a velocidade característica do vento V_k , por meio da Equação 4.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad \text{Equação (4)}$$

Sendo os fatores S_1 , S_2 e S_3 dependentes das peculiaridades de cada local e projeto.

- O termo S_1 é o fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo do terreno. SEs estão usualmente localizadas em áreas planas caracterizadas pelo entorno relativamente aplanado e, assim, utiliza-se usualmente esse fator igual a 1,0.
- O termo S_2 é o fator que depende da rugosidade do terreno, classificada em cinco categorias, das dimensões da edificação, categorizada em três classes, e da altura sobre o terreno. Nos projetos de estruturas de SEs, habitualmente classificam-se as estruturas como Classe A e localizadas em um ambiente Categoria II, ou seja, as dimensões horizontais ou verticais são menores que 20 metros, e o terreno adjacente apresenta poucos obstáculos, com conta média de topo dos mesmos inferior a um metro de altura.
- O termo S_3 é um fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Classificada em cinco grupos, Subestações são classificadas como edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva, desta forma, o valor adotado deve ser 1,1.

Com base na velocidade característica do vento, a pressão dinâmica q , em Pascal, que o vento provoca na estrutura pode ser determinada pela Equação 5.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad \text{Equação (5)}$$

Desta forma, de um modo geral, uma componente qualquer da força global F provocada devido à ação do vento pode ser obtida pela Equação 6.

$$F = C_f q A \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

C_f = coeficiente de força ou arrasto, especificado em cada caso;

A = área de referência ou área de projeção, especificada em cada caso, das edificações, estruturas ou elementos estruturais sobre um plano perpendicular à direção do vento;

A fim de calcular a força devida ao esforço de vento, deve-se estimar o coeficiente de força ou arrasto para diferentes formas de estruturas. Neste contexto, calcula-se, primeiramente, o número de Reynolds (Equação 7) para a dimensão de referência a fim de verificar o regime de turbulência que a ação do vento causa na estrutura. Além da forma e o regime de turbulência, a relação entre as dimensões da estrutura também modifica o coeficiente de arrasto.

$$R_e = 70000 V_k l_1 \quad \text{Equação (7)}$$

Onde:

R_e = número de Reynolds, adimensional;

V_k = velocidade característica do vento, em metros por segundo;

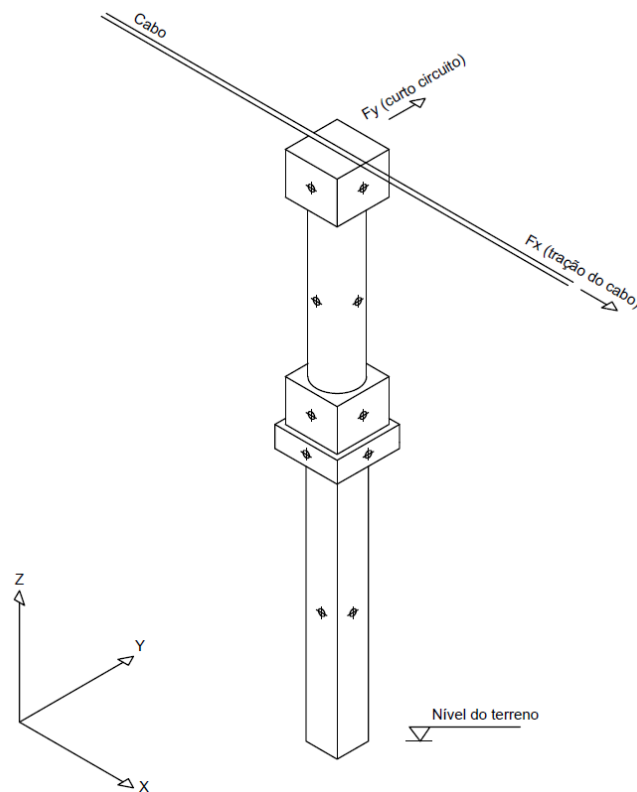
l_1 = dimensão perpendicular considerada, em metros;

Pode-se utilizar os seguintes sub-capítulos da ABNT NBR 6123 (1988) a fim de determinar o coeficiente de arrasto, dependendo das peculiaridades da estrutura estudada.

- O sub-capítulo 6.3 apresenta os valores de coeficiente de arrasto para corpos de seção constante ou fracamente variável, empregando-se principalmente a Tabela 10 e a Figura 4 da ABNT NBR 6123 (1988).
- O sub-capítulo 7.1 descreve os procedimentos a fim de determinar o coeficiente de arrasto para uma barra prismática de comprimento infinito. Contudo, emprega-se um fator de redução K para o caso de barras prismáticas infinitas, empregando-se as tabelas 11 a 13 da ABNT NBR 6123 (1988).
- O sub-capítulo 7.4 descreve os procedimentos a fim de determinar o coeficiente de arrasto para fios e cabos, empregando-se a tabela 17 da ABNT NBR 6123 (1988).

O esforço do vento é estimado para cada seção com mesmas características do elemento, conforme pode ser visualizado na Figura 2. Deve-se também considerar que o vento pode atuar em qualquer direção, porém, usualmente, determina-se o esforço provocado no sentido do eixo X e Y.

Figura 2: Aplicação dos esforços na superestrutura.



Fonte: elaborado pelo Autor.

2.2.2.2 Curto circuito

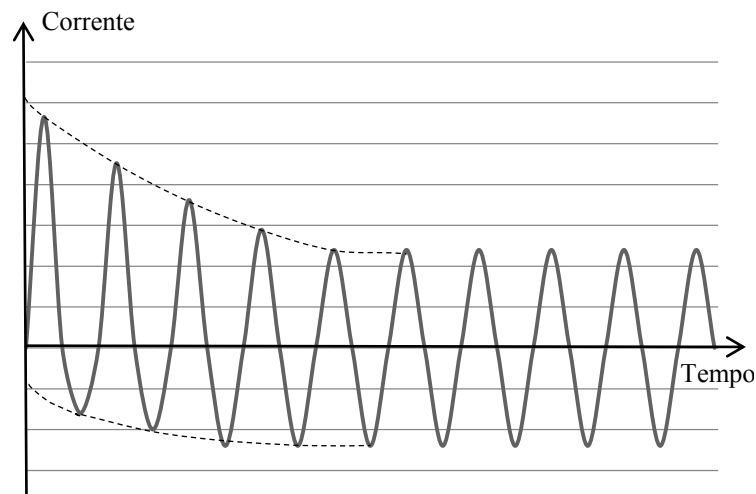
A corrente de curto circuito (Figura 3), decorrente de uma falha elétrica, é causada por falhas no material ou equipamento, raios ou condições climáticas extremas e acidentes. Esta corrente produz um campo eletromagnético e provoca tensões mecânicas e térmicas nos condutores, isoladores, equipamentos, estruturas e fundações. Segundo a norma americana IEEE 605 (2008), desenvolvida pelo *Institute of Electrical and Electronics Engineers*, a força gerada pelo curto circuito depende do espaçamento entre os condutores, da magnitude da corrente de falha, do tipo de curto circuito, do grau de assimetria de curto circuito e etc.

A corrente de curto circuito provoca uma atração ou repulsão entre fases, dependendo da direção do curto circuito e do ângulo de fase. Além disso, esta ocorre até o sistema reconhecer a falha e, por meio dos disjuntores, interromper a corrente no condutor. Desta maneira, o esforço de curto circuito é transversal à direção do condutor e dinâmico (ASCE, 2008), como pode ser visto na Figura 2. Contudo, a norma europeia IEC 60865 (2011), elaborada pela *International Electrotechnical Commission* (IEC), estabelece que o esforço de

curto circuito deve ser considerado como uma carga estática na fundação. Segundo a mesma norma, a concepção da fundação deve supor a pior hipótese entre os três esforços provenientes da corrente de curto circuito para condutores flexíveis:

- Esforço devido à oscilação;
- Esforço devido ao “efeito ricochete” após a oscilação;
- Esforço devido à atração dos sub-condutores quando há o agrupamento de dois ou mais condutores.

Figura 3: Exemplo de corrente assimétrica durante um curto circuito



Fonte: elaborado pelo Autor.

Em condutores rígidos, o esforço de curto circuito depende do sistema de condutores, se é fase a fase ou trifásico, e de qual condutor ocorreu a falha. Além disso, levam-se em conta as condições de suporte do condutor rígido, por exemplo: apoio engastado, rotulado ou simples. Ressalta-se ainda que esforço de curto circuito máximo, tanto em condutores flexíveis e rígidos, a ser adotado no dimensionamento da fundação deve ser inferior ao máximo suportado pelo isolador ou equipamento (IEC, 2011).

A norma IEEE 605 (2008) foi desenvolvida baseada na norma europeia por meio de simplificações a fim de obter resultados mais rapidamente e menos conservadores. Ademais, a IEEE 605 (2008) recomenda o uso de *softwares* de elementos finitos a fim de obter resultados mais precisos.

Em relação ao Estado Limite Último (ELU), não há dúvidas quanto à necessidade de se prever e estimar o esforço de curto circuito. Para o Estado Limite de Serviço (ELS), segundo a ASCE (2008), não é necessário uma análise da deflexão causada, pois se trata de um evento de curta duração que exige capacidade estrutural e não operacional. Além disso, prever o comportamento da deflexão em condições dinâmicas e analisá-lo é difícil, impreciso e uso questionável. Contudo, a norma IEC 60865 (2011), referente ao cálculo do esforço proveniente do curto circuito, estabelece que o mesmo seja tratado como uma força estática no dimensionamento das fundações. Sendo, atribuição de um engenheiro eletricista sua determinação (ASCE, 2008).

2.2.2.3 Tração dos cabos

Em SEs, os cabos que conduzem energia elétrica são, habitualmente, conectados ao equipamento no mesmo sentido, porém em faces opostas. Desta forma, o esforço devido à tração dos cabos é suportado pelo equipamento e, teoricamente, nenhum esforço é transmitido à estrutura ou à fundação. Todavia, no caso de rompimento do cabo, manutenção ou instalação, estrutura e fundação deverão suportar esta ação. Assim, a tração dos cabos deve ser considerada no projeto. Segundo a literatura especializada, denomina-se, cotidianamente, esta ação como esforço de cabo rompido e, de maneira prática, pode-se considerar o valor de 35 kgf atuando no topo do equipamento e paralelo ao solo (Figura 2). Ressalta-se que este valor é conservador, se considerado a temperatura no condutor de menos cinco graus Celsius e ação conjunta do vento.

Em virtude da possibilidade de potencialização da rede, pode-se dimensionar tanto a estrutura quanto a fundação para a existência de dois cabos conectados ao equipamento. Assim, o valor sugerido deve ser multiplicado por dois, ou seja, um esforço de cálculo de 70 kgf.

2.2.2.4 Esforço de interrupção da corrente

A fim de interromper a corrente, disjuntores liberam um gás altamente isolante através de um mecanismo por mola. A ação da mola provoca um esforço vertical de grande magnitude, de toneladas força, na estrutura e, conseqüentemente, na fundação. Desta forma,

conforme as especificações técnicas do disjuntor, deve-se considerar este esforço no dimensionamento da fundação.

2.2.3 Ações excepcionais

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), em função da finalidade da obra e quando previstas em projeto, ações excepcionais devem ser consideradas no projeto de fundações:

- Alteração do estado de tensões causadas por obras nas proximidades;
- Tráfego de veículos pesados e equipamentos de construção;
- Carregamentos especiais de construção;
- Explosão, incêndio, colisão de veículos, enchentes, sismos, gelo, etc.

Visto que SEs são ambientes controlados e o risco reduzido de qualquer tipo de sinistro, o presente trabalho não considerará as ações excepcionais no dimensionamento das fundações.

2.3 HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS

Conforme a ABNT NBR 6122 (2010), as ações e suas combinações devem ser determinadas consoantes prescrições da ABNT NBR 8681 (2003). Segundo esta, a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites devem considerar todas as combinações de ações que possam provocar os efeitos mais desfavoráveis. A mesma define como estados limites:

- Estados limites últimos (ELU): “Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção”.
- Estados limites de serviço (ELS): “Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura”.

As ações, segundo a ABNT NBR 8681 (2003), são quantificadas de acordo com seus valores representativos, que podem ser: valores característicos, valores característicos

nominais, valores reduzidos de combinação e valores convencionais excepcionais para os ELUs; e valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização para os ELSs.

Valores característicos das ações são definidos em função da variabilidade de suas intensidades. Ações que apresentam pequenas variações com o tempo, como ações permanentes, o valor característico é o valor médio, independentemente se os efeitos são desfavoráveis ou favoráveis. Os valores característicos das ações variáveis correspondem a valores que possuem de 25% a 30% de probabilidade de serem ultrapassados, durante um período de cinquenta anos. No caso que ações variáveis que produzam efeitos favoráveis, não são consideradas como atuantes na estrutura.

Valores reduzidos de combinação são definidos pela multiplicação de um valor característico de uma ação variável por um coeficiente inferior a um. Essa redução considera a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes. Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação.

2.3.1 Estados limites últimos

Caso o estado limite último governe o dimensionamento, deve ser considerada apenas a combinação última normal, salvo a indicação em contrário, devidamente justificada. Combinações últimas especiais ou de construção e combinações últimas excepcionais não serão objetos de estudo do presente trabalho e, desta forma, não serão abordadas.

Nota-se também que nos ELUs são utilizados coeficientes de ponderação, que majoram das ações desfavoráveis e minoram as ações favoráveis, tanto para as ações permanentes quanto para as ações variáveis. Estes coeficientes são empregados a fim de garantir que as ações, para qual a estrutura foi projetada, não venham, por ventura, serem maiores que a resistência teórica da estrutura.

2.3.1.1 Combinação última normal

A combinação última normal pode ser determinada pela Equação 8.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad \text{Equação (8)}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ são os valores característicos das ações permanentes.

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ são os valores reduzidos de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

γ_{gi} e γ_q são os coeficientes de ponderação para as ações permanentes e variáveis.

Observa-se que, caso atuem simultaneamente ações variáveis com período de atuação extremamente curto, adotam-se para ψ_0 os mesmos valores especificados para os coeficientes ψ_2 , que são empregados para valores de ações variáveis quase permanentes.

2.3.1.2 Perda de equilíbrio de corpo rígido

Os estados limites últimos de perda de equilíbrio correspondem ao início da movimentação de estrutura, que é considerada um corpo rígido, e não dependem da resistência dos materiais empregados. Para a combinação de ações para este ELU apresentado, utilizam-se as mesmas equações apresentadas para a combinação última normal. A condição de segurança relativa a este ELU é garantida quando as ações estabilizantes, representadas por F_{sd} , são maiores que as ações não estabilizantes, representadas por F_{nd} .

$$\text{ações estabilizantes} \geq \text{ações não estabilizantes}$$

Ou seja,

$$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$$

Os valores de F_{sd} e F_{nd} podem ser determinados pelas mesmas regras de combinações de ações que as utilizadas para as combinações últimas normais. As condições de segurança podem ser expressas simbolicamente pela Equação 9.

$$S(\gamma_{gs} G_{sk}) \geq S(\gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}) \quad \text{Equação (9)}$$

Os coeficientes de ponderação γ são os coeficientes de ponderação para combinações últimas e devem ser convenientemente justificados. Para as ações estabilizantes, devem ser aplicados coeficientes de ponderação que minoram os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. Para ações variáveis estabilizantes que são obrigatoriamente acompanhadas por ações variáveis não estabilizantes, deve-se incluir o valor característico mínimo das ações variáveis estabilizantes no sentido contrário ao das demais no cálculo.

De forma mais elaborada, pode-se apresentar a condição de segurança deste ELU conforme Equação 10.

$$S(\gamma_{gs} G_{sk}) \geq S\left(\sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] - \gamma_{Qs} F_{Qs,min}\right) \quad \text{Equação (10)}$$

Sendo γ_{Qs} igual a 1,0.

2.3.1.3 Perda de equilíbrio das fundações

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), os estados limites de perda de equilíbrio das fundações “são decorrentes de modos de ruptura com superfícies de fratura pré-determinadas e podem ser assimilados a estados limites de perda de equilíbrio”. Para este ELU, as mesmas considerações realizadas para os estados limites últimos de perda de equilíbrio de corpo rígido são válidas. Contudo, acrescenta-se o esforço resistente R_d como um esforço estabilizante.

$$S(F_{sd}) + S(R_d) \geq S(F_{nd})$$

Onde:

F_{sd} são os esforços provenientes de ações estabilizantes;

F_{nd} são os esforços provenientes de ações não estabilizantes.

2.3.2 Estados limites de serviço

Os ELS decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- Combinações quase permanentes: combinações que atuam durante grande parte da vida útil da estrutura;

- Combinações frequentes: combinações que atuam durante um período da ordem de 5% da vida útil da estrutura;
- Combinações raras: combinações que atuam durante algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Nos ELS, os coeficientes de ponderação das ações são iguais a um. Ademais, essas combinações utilizam fatores de ponderação das ações variáveis, sendo aplicado o fator de redução ψ_1 para as combinações de grande frequência e ψ_2 para as combinações quase permanentes.

A seguir, serão apresentadas as fórmulas de cálculo das combinações quase permanentes de serviço e das combinações raras de serviço.

2.3.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

Emprega-se esta combinação a fim de verificar as deformações da estrutura quando aplicada uma combinação quase permanentes das ações variáveis (Equação 11).

$$F_{d,qsp} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{Equação (11)}$$

2.3.2.2 Combinações raras de serviço

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), “os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de serviço, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura”. A Equação 12 apresenta a fórmula para se determinar as combinações raras de serviço.

$$F_{d,cd} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad \text{Equação (12)}$$

2.3.3 Coeficientes de segurança

Devido às incertezas do comportamento do solo, são empregados coeficientes de segurança no dimensionamento geotécnico da fundação. Em projetos de fundações, pode-se optar por conceber o projeto em termos de fator de segurança global ou de fator de segurança

parciais. A ABNT NBR 6122 (2010) apresenta os fatores de segurança para o estado limite último de uma fundação direta.

A verificação da segurança para solicitações de compressão em fundações superficiais pode ser realizada por meio dos valores globais propostos na Tabela 2. Em relação aos fatores de segurança parciais para verificação de tração e deslizamento, a ABNT NBR 6122 (2010) considera que deverão ser empregados valores de segurança parciais distintos caso o carregamento seja característico ou de projeto, conforme pode ser visualizado na Tabela 3.

Tabela 2: Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão em fundações superficiais.

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança Global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e $\geq 2,15$	Valores propostos no próprio processo e $\geq 3,00$
Análíticos ^b	2,15	3,00
Semi-empíricos ^a ou analíticos ^b Acrescidos de duas ou mais provas de carga, executadas na fase de projeto (item 7.3.1)	1,40	2,00

^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.

^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6122 (2010).

Tabela 3: Fatores de segurança parciais para verificação de tração em fundações superficiais.

Verificação de Tração ou de Deslizamento			
Carregamento dado em termos de	Minoração da resistência		Majoração dos esforços
	Parcela do peso	Resistência do solo	
Valores característicos	1,2	1,4	1,4
Valores de projeto	1,2	1,4	1,0

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6122 (2010).

A ABNT NBR 6122 (2010) relata que o empuxo lateral pode ser considerado desde que o solo adjacente não venha a ser removido no futuro. Assim, o empuxo do solo pode ser considerado de forma compatível com a deslocabilidade da fundação (ABNT NBR 6122, 2010). No caso de esforços de tombamento, o empuxo passivo do solo é solicitado e pode-se considerá-lo, conforme ABNT NBR 6122 desde que seja empregado um coeficiente de segurança de no mínimo dois, visando limitar deformações.

2.4 DIRETRIZES E NORMAS PARA PROJETOS DE SUBESTAÇÕES

2.4.1 Generalidades

Define-se subestação de energia como “um conjunto de equipamentos através dos quais a energia elétrica, em grandes quantidades, é conduzida com a finalidade de modificar as suas características” (ASCE, 2008, p. 5).

Visto o menor custo, são usualmente escolhidas SE isoladas por ar. Por conseguinte, os cabos e barramentos são suportados por isoladores, e isolados dos condutores adjacentes e da superfície do terreno por meio do ar. SEs blindadas, ou seja, isoladas por meio do gás hexafluoreto de enxofre (SF₆) são menos empregadas devido ao alto custo. Contudo, visto o isolamento mais eficiente proporcionado pelo gás, a área necessária para implantação é significativamente reduzida.

Fundações de SEs devem satisfazer os mesmos critérios que qualquer outro tipo de estrutura – força, estabilidade e deformações. Os métodos de concepção de uma fundação devem ser compatíveis com o tipo e aos carregamentos a ela aplicados. O estabelecimento de critérios para o dimensionamento de forma segura e econômica é fundamental.

No Brasil, não existe ainda um guia ou norma específica de estruturas ou fundações de SEs. A ABNT NBR 6122 (2010), que estabelece critérios e considerações de projeto para o dimensionamento de fundações, é utilizada como um guia geral para estes projetos. Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), “os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas”.

O manual *Substation Structure Design Guide* (2008), desenvolvido pela *American Society of Civil Engineers*, trata sobre diretrizes a serem atendidas e respeitadas para

estruturas de suporte dos equipamentos em subestações. Este manual não contempla a concepção de fundações de uma subestação. Todavia, as informações apresentadas podem e devem ser levadas em conta na sua concepção. Há uma grande variedade de estruturas e fundações que são empregadas em SEs, e isto implica em diferentes análises da interação entre solo, fundação e estrutura. O próprio manual recomenda o uso do guia IEEE 691 (2001) como referência em relação à concepção de fundações com finalidades similares visto que se trata de fundações de linhas de transmissão.

2.4.2 Métodos de análise

O projeto de uma fundação deve assegurar segurança quanto ao ELU e ao ELS, sendo consideradas as ações e suas combinações de cálculo (ABNT NBR 6122, 2010). A ABNT NBR 6122 (2010) emprega o termo tensão admissível ou tensão resistente de projeto para fundações superficiais. Essa tensão é o valor máximo da tensão aplicada ao solo que não provoque o colapso da fundação e que atenda às limitações de recalque ou deformação da estrutura.

Métodos que analisam a condição de ruptura ou equilíbrio plástico determinam a força horizontal que provocaria a ruptura do solo, considerando a fase plástica do solo. Esses métodos normalmente não fornecem os deslocamentos para as tensões horizontais de serviço. Desta maneira, para a verificação das condições de serviço, podem ser empregados métodos que consideram o comportamento linear do solo (Velloso e Lopes, 2010).

Uma estrutura projetada somente para o ELU pode ocasionar deformações excessivas. Visto os rigorosos critérios de deformação em algumas estruturas de uma SE, o ELS deve, provavelmente, restringir e governar o dimensionamento das estruturas da subestação (ASCE, 2008).

Quando o ELS é utilizado para a concepção da estrutura, uma análise de primeira ordem deve ser usada para análise das tensões e deformações na estrutura. Enquanto que, quando o ELU é empregado nesta concepção, uma análise de segunda ordem deve ser realizada a fim de avaliar as tensões e deformações da estrutura. Tanto ELU e ELS são amplamente aceitos no projeto de estruturas e fundações de SEs (ASCE, 2008).

Visto que o ELS usa combinações de cargas não majoradas, os carregamentos devem ser majorados apropriadamente caso o ELS seja empregado para o dimensionamento (ASCE,

2008). Velloso e Lopes (2010) também consideram que outro caminho possível é de se majorar a força horizontal em serviço, e minorar a resistência passiva do solo, para se verificar se existe um equilíbrio. Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), estruturas sensíveis a deslocamentos, como é o caso de estruturas de SEs, devem ser analisadas considerando-se a interação solo-estrutura.

2.4.2.1 Estado limite último

Conforme explicado anteriormente, o ELU frequentemente não governa a concepção de estruturas de SE. Atenta-se ao fato de que as tensões provocadas ao solo não devem exceder a máxima tensão admissível (ASCE, 2008). Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), os ELUs representam os mecanismos que conduzem ao colapso da fundação. Os mecanismos, que devem ser verificados, e que caracterizam o ELU são:

- Perda da estabilidade global;
- Ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno;
- Ruptura por deslizamento;
- Ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais;
- Ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação;
- Arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;
- Ruptura estrutural (estaca ou tubulão) por compressão, flexão, flambagem ou cisalhamento.

Concomitantemente a análise desses mecanismos, devem ser considerados os fatores listados a seguir a fim de se determinar a tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

- Características geomecânicas do subsolo;
- Profundidade da fundação;
- Dimensões e forma dos elementos de fundação;
- Influência do lençol d'água;
- Eventuais alterações das características do solo devido a agentes externos;
- Características ou peculiaridades da obra;
- Sobrecargas externas;
- Inclinação da carga e/ou terreno;

- Estratigrafia do terreno.

De forma prática, a tensão admissível pode ser determinada por meio de métodos teóricos, semi-empíricos e métodos diretos. Métodos teóricos ou analíticos podem ser utilizados nos domínios de validade de sua aplicação, considerando as peculiaridades do projeto. Métodos semi-empíricos relacionam os resultados de ensaios, como o SPT e *Cone Penetration Test* (CPT), com as tensões admissíveis. Nestes métodos, devem ser observadas as limitações e, bem como, as dispersões dos dados. Por fim, métodos diretos, através de provas de carga no local de implantação da fundação, são alternativas viáveis e almejadas para o dimensionamento.

Além dos métodos anteriormente citados, podem ser utilizados métodos empíricos, que utilizam tabelas com estimativas de tensões admissíveis, baseadas na descrição do terreno. Segundo Velloso e Lopes (2010), estas tabelas podem ser empregadas para anteprojetos e obras de pequeno vulto. A Tabela 4 é uma destas tabelas utilizadas.

Tabela 4 Tensões admissíveis do solo.

Classe	Descrição	σ_0 (Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	f (decomp.)
4	Solos granulares concrecionados. Cglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: ABNT NBR 6122 (1996 substituída pela ABNT NBR 6122, 2010).

2.4.2.2 Estado limite de serviço

Deformações e rotações excessivas podem afetar a operação do sistema, provocar falhas nos equipamentos e ainda, reduzir a distância livre entre os próprios condutores e entre condutores e superfície do terreno. Além disso, cadeia de isoladores, equipamentos, conexões, estrutura e fundação podem causar tensões e esforços mecânicos imprevistos (ASCE, 2008). Segundo o manual IEEE 691 (2001), fundações que apresentam grandes momentos aplicados e esforços horizontais e verticais relativamente reduzidos devem considerar as restrições de inclinação ou rotação da fundação.

A ABNT NBR 6122 (2010) apresenta de forma genérica diversos pontos, listados abaixo, que devem ser considerados para se determinar os valores-limites de projeto para os deslocamentos e deformações das fundações. Define-se como valor-limite de serviço “o valor correspondente ao comportamento que cause problemas como, por exemplo, comprometimentos à funcionalidade plena da estrutura” (ABNT NBR 6122, 2010). Além disso, vibrações inaceitáveis, recalque e levantamentos excessivos devem ser considerados nos limites de serviço.

- Confiabilidade com a qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos;
- Velocidade dos recalques e movimentos do terreno de fundação;
- Tipo de estrutura e material de construção;
- Tipo de fundação;
- Natureza do solo;
- Finalidade da obra;
- Influência nas estruturas, utilidades e edificações vizinhas.

A ABNT NBR 6122 (2010) estabelece que, para a verificação do ELS, o efeito das ações deve ser inferior ao valor-limite de serviço admissível. Desta forma, deve ser previsto um limite de deformação para cada tipo equipamento e estrutura, como um conjunto. ASCE (2008) classifica as estruturas com o propósito de facilitar a aplicação desses limites, que refletem a sensibilidade do equipamento.

- Classe A: Estruturas que suportam equipamentos com mecanismos mecânicos sensíveis a deformações e rotações das estruturas horizontais e verticais, como: chaves seccionadoras e disjuntores;

- Classe B: Estruturas que suportam equipamentos sem mecanismos mecânicos cujas deformações excessivas podem causar tensões inapropriadas e redução na distância livre entre condutores ou condutores e terreno. Exemplos: transformadores, para raios, barramentos rígidos, transformadores de potencial capacitivo (TPC), transformadores de corrente (TC) e isoladores de pedestal;
- Classe C: Estruturas que suportam equipamentos relativamente insensíveis à deformação. Exemplos: barramentos flexíveis, postes ou mastros para proteção contra para raios e estruturas finais ou iniciais das SE.

Na Tabela 5 é possível visualizar as deformações limites para cada classe supracitada de acordo com o sentido do membro e direção de deflexão.

Tabela 5: Deflexões limites da estrutura.

Máxima deflexão na estrutura em relação ao seu comprimento				
Membro	Direção de deformação	Classe da estrutura		
		Classe A	Classe B	Classe C
Horizontal	Vertical	1/200	1/200	1/100
Horizontal	Horizontal	1/200	1/100	1/100
Vertical	Horizontal	1/100	1/100	1/50

Fonte: ASCE (2008).

Estruturas com múltiplos usos devem atender a classe mais restritiva. Recomenda-se também consultar cada fornecedor ou fabricante a fim de verificar a deformação limite para determinado equipamento (ASCE, 2008).

Neste estudo serão abordadas fundações, consideradas como uma estrutura vertical, para equipamentos classes A e B, logo o membro vertical deverá limitar sua deformação horizontal em seu comprimento dividido por cem.

2.5 INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO

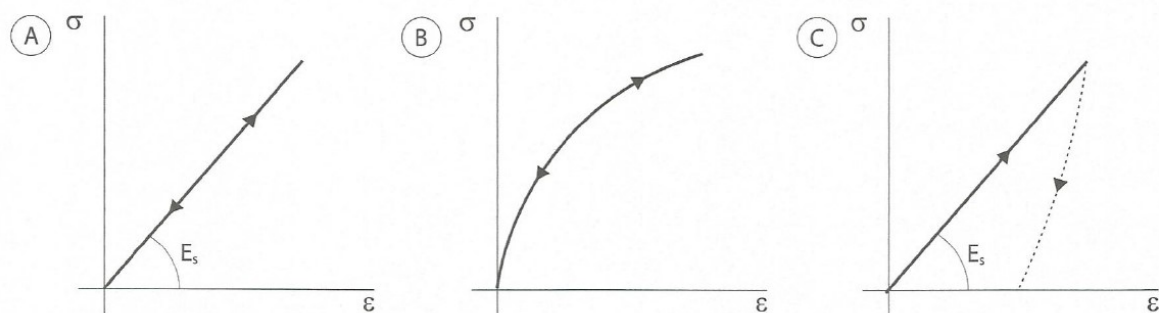
Neste capítulo são apresentados conceitos e modelos de análise da interação solo-fundação com o objetivo de determinar seus deslocamentos e esforços. Serão apresentados tanto conceitos de interação solo-fundação no sentido vertical, que são amplamente

empregados para fundações diretas, como no sentido horizontal das pressões de contato, que são extensamente discutidos e utilizados para estacas.

Um conceito importante de compreender é o comportamento de um solo qualquer. Solos não são materiais elásticos, ou seja, os deslocamentos ou deformações não são recuperáveis, sendo reversíveis apenas parcialmente (IEEE, 2001). Contudo, caso as tensões aplicadas ao solo sejam suficientemente distantes da ruptura, como acontece em sapatas e tubulões, pode-se justificar o uso da Teoria da Elasticidade linear na estimativa do deslocamento do solo (CINTRA et al., 2011). Terzaghi (1955) considera que assumir o solo com comportamento linear é válido para até metade da tensão de ruptura do solo. Broms (1964) considera que esta hipótese de comportamento é válida no máximo entre um terço e metade da tensão de ruptura do solo (REESE et VAN IMPE, 2011).

A Figura 4 apresenta graficamente a diferença entre um meio linear-elástico, elástico não linear e linear não elástico. Conforme exposto por Cintra et al. (2011), é preferível substituir o termo Módulo de Elasticidade por Módulo de Deformabilidade, pois o solo não apresenta um comportamento elástico.

Figura 4: Comportamento tensão versus deformação: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) linear não elástico



Fonte: CITRA et al. (2011).

2.5.1 Reação no sentido vertical

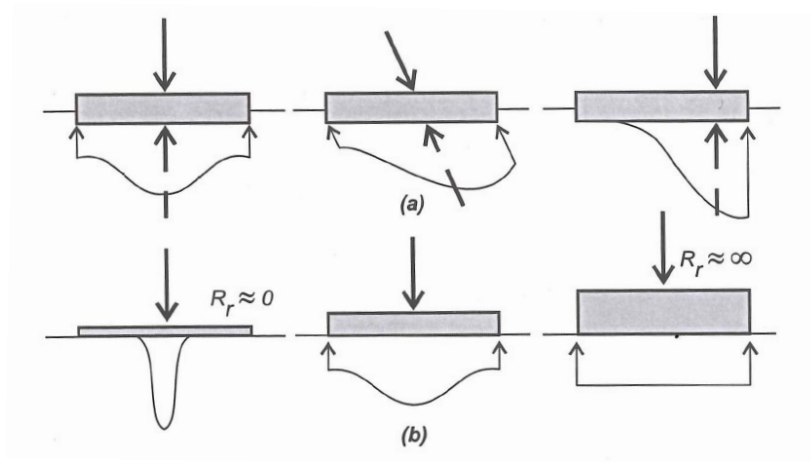
Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), a análise da interação solo-fundação-estrutura deve ser realizada em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforço. Segundo Rebello (2010), a interação entre solo, fundação e

superestrutura é um assunto complexo e, atualmente, muito estudado. Nesse contexto, a interação entre o solo e a fundação é realizada por meio das pressões na interface entre solo e fundação. Esta pressão é denominada pressão de contato, que deve ser determinada com o intuito de analisar os esforços solicitantes e deslocamentos do solo e da fundação. Segundo Velloso e Lopes (2010), as pressões de contato são principalmente dependentes dos seguintes fatores:

- Características e intensidade das cargas aplicadas (Figura 5): os esforços aplicados pela estrutura ao solo provocam uma força de reação do solo. Esta resultante possui mesmo sentido e intensidade que o esforço transmitido, porém direção oposta. A intensidade da carga é, evidentemente, um fator diretamente proporcional as pressões de contato, pois, a partir do aumento das cargas aplicados ao solo, há um aumento nas pressões de contato.
- Rigidez relativa entre fundação e solo (Figura 5): a forma e a rigidez da fundação modificam o comportamento das pressões de contato. Bem como, as características do solo, como coesão e ângulo de atrito. Desta forma, uma relação entre as peculiaridades da fundação e do solo devem ser consideradas. Segundo Rebello (2011), os procedimentos tradicionais de análise dessa interação não levam em conta a rigidez da superestrutura. Enquanto que, modelos que levam em conta esta são mais verossímeis, porém muito mais complexos.
- Propriedades do solo: afetam diretamente as pressões de contato posto que a resistência ao cisalhamento do solo influencia nas pressões máximas resistentes.

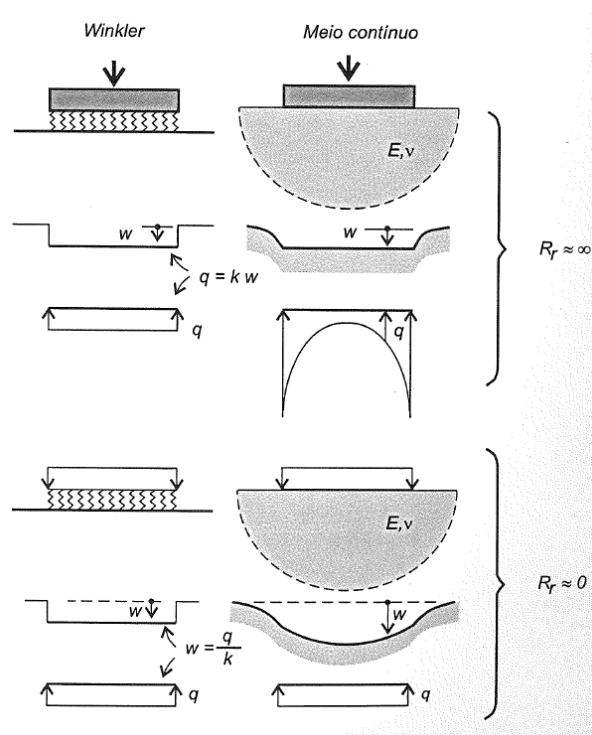
Visando analisar esta interação solo-fundação, foram criados modelos para simular o comportamento do solo quando submetido a esforços externos. Para isso, existem dois principais modelos: o modelo de Winkler; e o modelo do meio contínuo. Estes serão abordados nos próximos sub-itens. Exemplifica-se a diferença entre os dois modelos pela resposta que provocam ao solo nos casos extremos de rigidez. Conforme visualizado na Figura 6, as pressões de contato nas fundações rígidas e os deslocamentos provocados nas fundações flexíveis são interpretadas de maneiras distintas para cada método. Além disso, observa-se que o modelo de Winkler (1867) considera que somente o solo sob a fundação sofrerá deformações (Figura 6).

Figura 5: Influência das cargas aplicadas (a) e da rigidez relativa solo-fundação nas pressões de contato (b).



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 6: Resposta das pressões de contato e dos recalques para o modelo de Winkler e o modelo do meio contínuo.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.5.1.1 Modelo de Winkler

Introduzido inicialmente por Winkler em 1867, o modelo considera o solo com comportamento elástico linear e consiste na aplicação de molas independentes sob a fundação. Desta forma, o modelo proposto por Winkler é classificado como um modelo discreto, pois representa o solo, não como um sólido contínuo, mas como conjunto de elementos isolados.

Este modelo estipula que as pressões de contato são proporcionais aos recalques, conforme é visualizado na Equação 13.

$$q = K_v w \quad \text{Equação (13)}$$

Onde:

q = pressão de contato;

K_v = coeficiente de reação vertical;

w = deslocamento ou recalque.

A constante de proporcionalidade K_v é também denominada como coeficiente de reação vertical ou coeficiente de recalque ou ainda, como coeficiente de mola. O coeficiente de reação indica a relação entre pressão de contato pela aplicação de um carregamento e o deslocamento provocado em um determinado ponto (TERZAGHI, 1955). Desta forma, esse coeficiente depende diretamente da superfície de aplicação da carga e das propriedades do solo. Pode-se determiná-lo através de ensaios de placa, tabelas de valores típicos ou correlações, ou ainda, por meio do recalque de uma fundação real.

2.5.1.2 Coeficiente de reação vertical

a) Ensaio de placa

Pode-se empregar o ensaio de placa, um método experimental, a fim de estimar o coeficiente de reação horizontal. Os procedimentos para realização deste são descritos pela ABNT NBR 6489 - prova de carga direta sobre terreno de fundação - de 1984. Segundo esta, deve-se observar os principalmente os seguintes aspectos:

- Placa rígida com no mínimo 0,5 m² e com mesma relação entre largura e comprimento que a futura fundação;

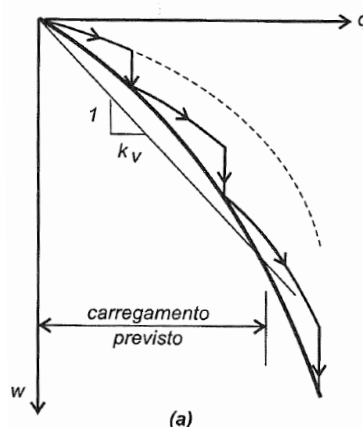
- Local para realização do ensaio deve ser em um poço com as mesmas dimensões que a placa utilizada e na mesma cota que está prevista a fundação;
- Carregamentos sucessivos mantidos até a estabilização.

Através desse ensaio é possível obter diversos parâmetros, como: parâmetros de deformação; o coeficiente de reação vertical; e o recalque da fundação real. Todavia, alguns cuidados devem ser tomados na interpretação dos ensaios visto a magnitude do carregamento pela fundação real e, assim, o bulbo de pressões atingirá maiores profundidades. Citam-se como estes cuidados: verificação da heterogeneidade do solo; possível presença do lençol freático; o processo de adensamento em argilas; e a não linearidade da curva carga-recalque (VELLOSO e LOPES, 2010).

O coeficiente de reação vertical pode ser obtido a partir da suposta linearidade da relação entre pressão e deslocamento, conforme pode ser visualizado na Figura 7. Terzaghi (1955) também assumiu que o coeficiente de reação vertical independe da pressão aplicada e que esse coeficiente possui mesmo valor em toda a superfície sob a base da fundação.

Essas hipóteses simplificadoras são convenientes para o cotidiano de um projetista, enquanto que métodos que consideram a não linearidade dessa relação são mais sofisticados e resolvidos por meios computacionais (VELLOSO e LOPES, 2010).

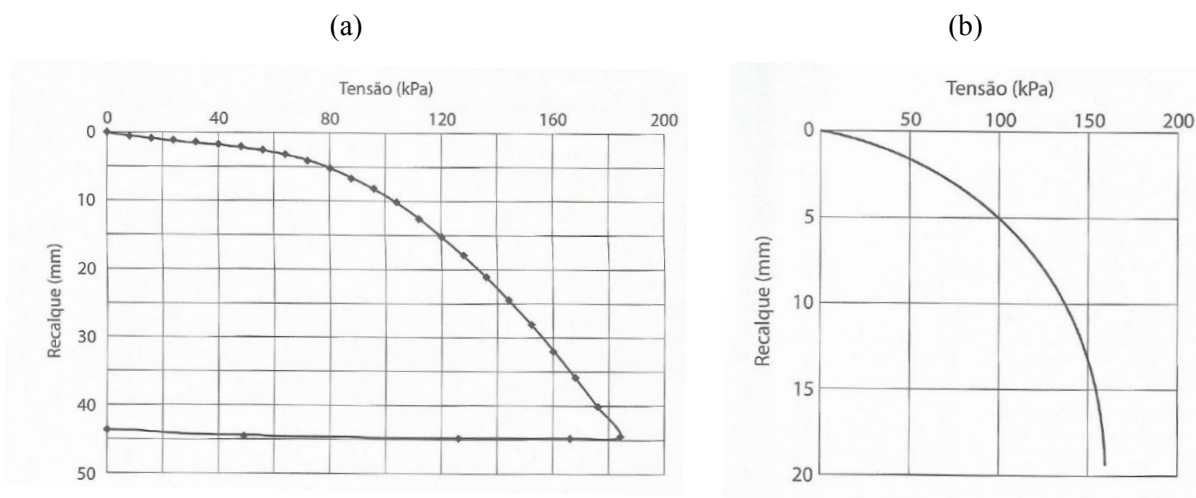
Figura 7: Obtenção do coeficiente de reação vertical a partir do gráfico tensão *versus* deslocamento.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Em seu trabalho, Cintra et al. (2011) mostram o resultado de dois ensaios de placas realizados em areia e em argila (Figura 8). Nota-se, conforme Figura 8, uma certa linearidade para o trecho inicial da curva. O módulo de deformabilidade dos solos envolvidos deve corresponder a valores iniciais da curva tensão deformação ou secantes até tensões distantes da ruptura (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 8: Curva tensão *versus* deslocamento: ensaio de placa em areia (a) e em argila (b).



Fonte: Macacari (2001) e Vargas (1951), apud Cintra et al. (2011).

b) Uso de tabelas e correlações

Terzaghi (1955) fornece valores típicos para o valor do coeficiente de reação vertical (Tabela 6). Sulzberger (1945) também aponta valores típicos de coeficiente de reação vertical que podem ser utilizados (Tabela 7).

De Mello (1971 apud VELLOSO e LOPES, 2010) realizou um estudo dos valores encontrados na literatura com o uso de sondagens *Standard Penetration Test* (SPT). Os resultados obtidos podem ser visualizados na Figura 9. Contudo, nota-se que a correlação é fraca entre o número do SPT do solo e o coeficiente de reação vertical.

Tabela 6: Valores propostos de coeficiente de reação vertical para uma placa quadrada de um pé de lado.

Faixa de valores		Valor proposto (kgf/cm ³)
Argilas	Rija	1,7 – 3,2
	Muito rija	3,2 -7,0
	Dura	> 7,0

Faixa de valores		Valor proposto (kgf/cm ³)	
		Areia acima do N.A.	Areia Submersa
Areias	Fofa	0,7 – 2,1	1,4
	Med. Cmp.	2,1 – 10,6	4,6
	Compacta	10,6 – 35,3	17,6

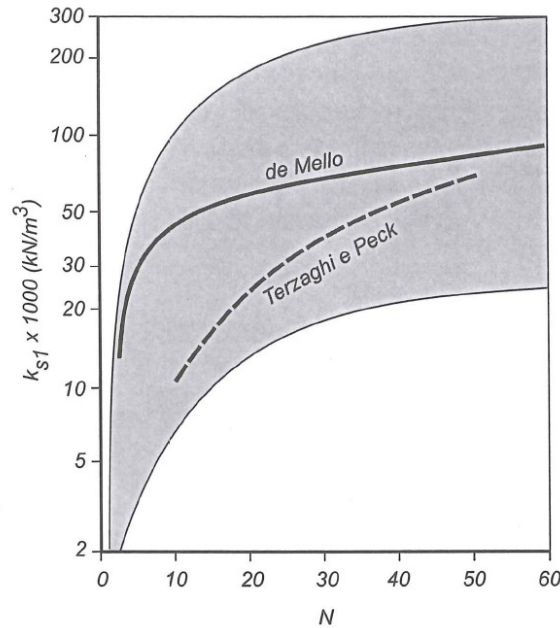
Fonte: Adaptado de Terzaghi (1955).

Tabela 7: Valores propostos para o coeficiente de reação vertical.

Categoria	Natureza do terreno	Coeficiente de reação (kgf/cm ³)
I	Terreno turfoso ou lamacento leve	0,5 – 1,0
II	Terreno turfoso pesado, areia fina de praia	1,0 – 1,5
III	Depósito de húmus, areia ou cascalho	1,0 – 2,0
IVa	Argila saturada	2,0 – 3,0
IVb	Argila úmida	4,0 – 5,0
IVc	Argila Seca	6,0 – 8,0
IVd	Argila seca e dura	10,0
Terrenos não removidos (naturais)		
V	Húmus mesclado de areia, com poucas pedras	6,0 – 8,0
VI	Húmus mesclado de areia, com muitas pedras ou cascalho	8,0 – 10,0
VII	Cascalho fino mesclado com areia fina	7,0 – 9,0
VIII	Cascalho de grossura média mesclado com areia grossa	9,0 – 11,0
IX	Cascalho grosso mesclado com muita areia grossa	11,0 – 13,0
X	Cascalho grosso com muita areia grossa	11,0 – 13,0
XI	Cascalho grosso com pouca areia grossa	13,0 – 16,0
XII	Cascalho grosso com pouca areia grossa (compacto)	16,0 – 20,0

Fonte: Adaptado de Sulzberger (1945).

Figura 9: Correlações entre o coeficiente de reação vertical e resultados do SPT.



Fonte: De Mello (1971 apud VELLOSO e LOPES, 2010).

Existem também correlações com coeficiente de reação vertical (Equação 14) em função do módulo de deformação do meio elástico E , do coeficiente de poisson ν e das dimensões da fundação. Contudo, essa relação é complicada, uma vez que as respostas do modelo de Winkler e do modelo do meio contínuo são diferentes em função da rigidez da fundação (VELLOSO e LOPES, 2010).

$$k_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad \text{Equação (14)}$$

c) Correção da dimensão e de forma

O coeficiente de reação vertical obtido por meio de ensaio de placa ou fornecido pela literatura deve ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação antes de ser utilizado na determinação dos deslocamentos e tensões. Conforme explicado anteriormente, este coeficiente não depende somente das propriedades do solo, mas também da forma e da dimensão da fundação. Para um solo com propriedades constantes com a profundidade, ou seja, que possa ser associado a um meio homogêneo, pode-se empregar a Equação 15 (VELLOSO e LOPES, 2010). Esta equação é baseada no coeficiente de reação horizontal $k_{v,b}$

obtido para uma placa de largura b e momento de inércia $I_{s,b}$ em relação as dimensões da fundação real.

$$k_{v,B} = k_{v,b} \frac{b}{B} \frac{I_{s,b}}{I_{s,B}} \quad \text{Equação (15)}$$

O American Concrete Institute (1988 apud VELLOSO e LOPES, 2010), para a correção do coeficiente de reação vertical obtido no ensaio de placa, pode ser realizada por meio da Equação 16.

$$k_v = k_{s1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad \text{Equação (16)}$$

Onde n varia entre 0,5 e 0,7 e K_{s1} é o coeficiente de reação vertical para uma placa quadrada de um pé de lado. Caso a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que $4B$, deve-se adotar o menor valor de n .

Terzaghi (1955) também indica para a correção de dimensão e de forma do coeficiente de reação vertical de acordo com a fundação. Segundo o autor, deve-se empregar a Equação 19 para areias e as Equações 17 e 18 para solos argilosos com fundação quadrada e retangular, respectivamente. Sendo o coeficiente de reação vertical k_{s1} em unidade de força por centímetros ao cubo e a largura B ou o comprimento l , em centímetros.

$$k_s = k_{s1} \frac{30,48}{B} \quad \text{Equação (17)}$$

$$k_s = k_{s1} \frac{l + 15,24}{1,5 l} \quad \text{Equação (18)}$$

$$k_s = k_{s1} \left(\frac{B + 30,48}{2 B} \right)^2 \quad \text{Equação (19)}$$

d) A partir do recalque da fundação real

Pode-se também determinar o coeficiente de reação vertical a partir dos deslocamentos da fundação real. Desta forma, este coeficiente pode ser obtido através da relação entre a pressão aplicada no solo, considerando a fundação rígida, pelo recalque da fundação. Ressalta-se que a obtenção do coeficiente de reação vertical por este modo apresenta a vantagem de considerar as diferentes camadas submetidas a diferentes pressões.

2.5.1.3 Modelo do meio contínuo

Este modelo considera o solo com dois possíveis comportamentos: elástico; ou elastoplástico. No comportamento elástico, utiliza-se a teoria da elasticidade por meio de soluções para vigas e placas.

Por exemplo, o recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser previsto pela Equação 20. Bowles (1988 apud VELLOSO e LOPES, 2010) apresenta uma fórmula, conforme Equação 21, para o cálculo da rotação para sapatas submetidas a um momento aplicado.

$$\omega = q B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad \text{Equação (20)}$$

$$\tan \alpha = \frac{M}{B L^2} \frac{1 - \nu^2}{E} I_m \quad \text{Equação (21)}$$

Onde:

q = pressão média aplicada;

M = momento aplicado;

B = menor dimensão da sapata ou dimensão perpendicular a direção do momento;

L = dimensão da sapata no plano do momento;

ν = coeficiente de Poisson (valores sugeridos na Tabela 9);

E = módulo de deformação do solo;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura da camada compressível;

I_m = fator de forma.

Apesar da teoria da elasticidade ser empregada para meios homogêneos, pode-se empregá-la também para meios heterogêneos. Estima-se que o recalque total da fundação será o somatório das parcelas de recalque das camadas inferiores, conforme o Artificio de Steinbrenner (VELLOSO e LOPES, 2010). O módulo de deformação de um solo pode ser estimado por meio de correlações com ensaios, como SPT e CPT, ou com tabelas com valores típicos (Tabela 8).

Tabela 8: Módulos de deformabilidade (MPa) sugeridos em comparação com outros autores.

Solo	Consistência ou Compacidade	Bowles (1977)	Sherif E Konig (1975)	Kédzi (1975)	Valores sugeridos
Argila	Muito mole	0,3 – 3	-	0,35 – 3	1
	Mole	2 – 4	1 – 2,5	2 – 5	2
	Média	4,5 – 9	-	4 – 8	5
	Rija	-	2,5 – 5	-	7
	Muito rija	-	5 – 10	-	8
	Dura	7 – 20	-	7 – 18	15
Areia	Fofa	-	-	-	5
	Pouco compacta	10 – 25	20 – 50	10 – 25	20
	Med. Compacta	-	50 – 100	-	50
	Compacta	50 – 100	-	50 – 80	70
	Muito Compacta	-	-	-	90
Areia com pedregulhos	Pouco compacta	50 – 140	-	-	50
	Compacta	80 – 200	-	100 - 200	120
Argila arenosa	-	30 – 42,5	-	30 - 40	-
Silte	-	2 – 10	3 – 10	-	-
Areia Siltosa	-	-	-	7 - 20	-

Fonte: Décourt et al. (1998).

Tabela 9: Valores sugeridos de coeficientes de Poisson.

Solo	μ
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Décourt et al. (1998).

No comportamento elastoplástico, necessita-se de soluções numéricas complexas, como por exemplo: Método dos Elementos Finitos; Método das Diferenças Finitas; e Método dos

Elementos de Contorno. Esses métodos são dificilmente empregados na prática, pois, devido sua complexidade, não é justificado seu uso para uma análise simples dos recalques em projetos ordinários.

2.5.2 Reação no sentido horizontal

A reação do solo de uma fundação submetida a esforço horizontal é um problema complexo já que esta reação depende de diversos fatores, como: propriedades do solo; nível do carregamento; tipo de solicitação; estática ou cíclica; forma, dimensão e rigidez da fundação. Velloso e Lopes (2010) apresentam dois modelos de análise para verificar a resistência do solo:

- Modelos que consideram a condição de trabalho, que fornecem os deslocamentos horizontais e esforços, considerando o solo com um comportamento elástico linear ou como um meio contínuo.
- Modelos que consideram a condição de ruptura, que normalmente não fornecem os deslocamentos, considerando o equilíbrio plástico.

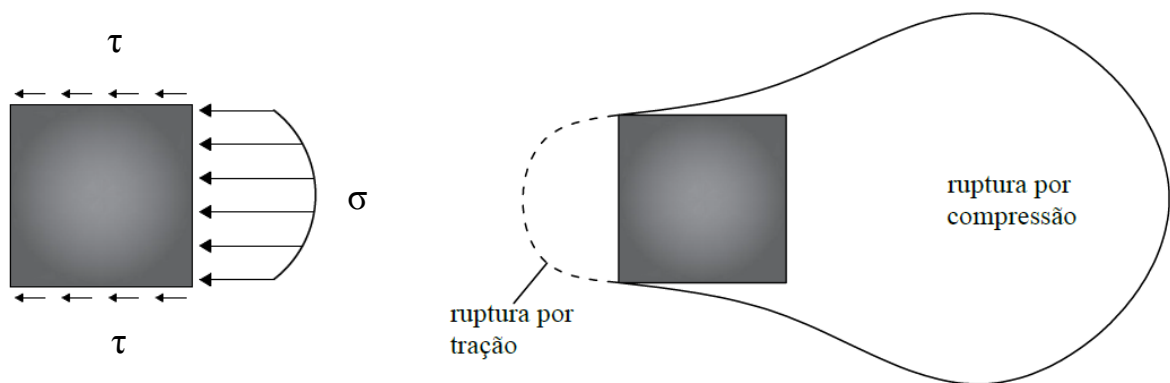
Neste trabalho serão abordados os modelos que analisam as condições de trabalho pois, conforme será explicado posteriormente, há o interesse em se determinar os deslocamentos. Nos modelos que consideram as condições de trabalho, pode-se diferenciar duas formas para representar o comportamento do solo, a hipótese de Winkler a qual o solo é substituído por molas independentes, e a hipótese do meio contínuo que o solo é considerado um meio elástico contínuo. Ambos os modelos exigem uma verificação à parte quanto a possível plastificação do solo. Um modelo mais elaborado da hipótese de Winkler, denominado de curvas “p-y”, considera a reação como uma mola, porém com comportamento não linear, ou seja, o comportamento do solo é modelado até a ruptura, conforme pode ser visualizado na Figura 12.

Observa-se que, devido a sua simplicidade, o modelo desenvolvido por Winkler com conceitos desenvolvido por Terzaghi, é constantemente empregado na análise de estabilidade lateral (FURNAS, 2003).

2.5.2.1 Modelo de Winkler

De maneira análoga para a reação no sentido horizontal, Winkler (1867) propõe a substituição do solo por molas. Segundo Velloso e Lopes (2010), o deslocamento horizontal da estaca será resistido por tensões normais contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes que atuam nas laterais, podendo se considerar que a resultante dessas tensões atua numa faixa com largura igual a da estaca, perpendicular ao deslocamento (Figura 10).

Figura 10: Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Desta forma, a reação do solo é, para efeitos práticos, considerada uma tensão normal p , atuando na largura da estaca, e proporcional ao deslocamento y (Equação 22).

$$p = K_h y \quad \text{Equação (22)}$$

Onde:

p = tensão normal horizontal atuando na frente da estaca;

K_h = coeficiente de reação horizontal;

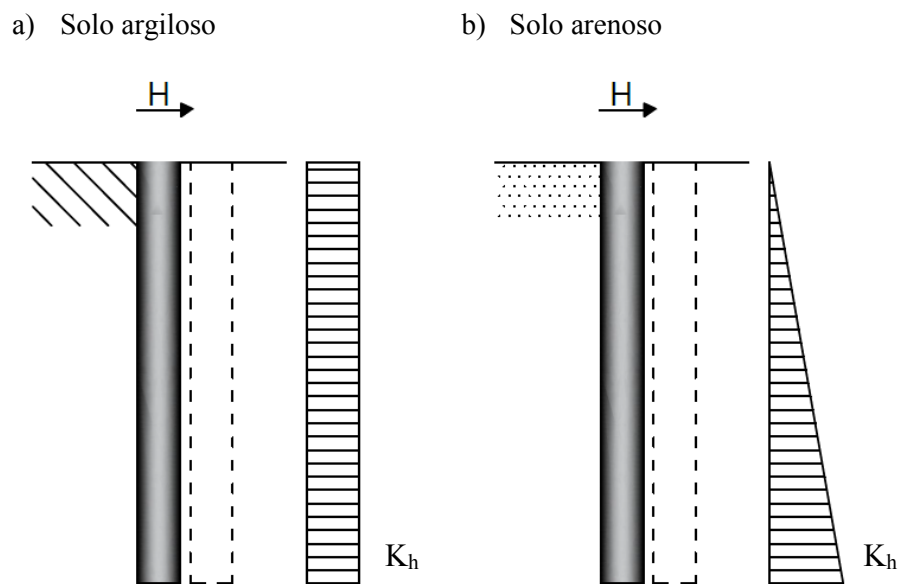
y = deslocamento horizontal.

2.5.2.2 Coeficiente de reação horizontal

O coeficiente de reação horizontal pode ser encontrado de diversas formas nas bibliografias (VELLOSO e LOPES, 2010). Pode ser tratado como coeficiente de reação horizontal cuja dimensão transversal B da fundação já está incorporada, ou como coeficiente de reação horizontal que ainda precisa considerar a dimensão transversal e profundidade da fundação.

Sulzberger (1945) considerou, na época, o coeficiente de reação horizontal linearmente crescente com a profundidade para todos os solos. Contudo, o coeficiente de reação horizontal k_h pode ser considerado constante ou variar linearmente com a profundidade. Terzaghi (1955) e Décourt e al. (1998) consideram esse coeficiente constante, para argilas sobreadensadas ou rijas em que o módulo de deformabilidade é aproximadamente independente da profundidade, e linearmente crescente com a profundidade para argilas normalmente adensadas e areias (Figura 11).

Figura 11: Exemplo de reação do solo argiloso e arenoso.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para o caso que o coeficiente de reação horizontal k_h varia linearmente com a profundidade, pode-se exprimir seu valor de duas maneiras, como podem ser visualizadas nas Equações 23 e 24.

$$k_h = m_h z \quad \text{Equação (23)}$$

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad \text{Equação (24)}$$

Onde:

z = profundidade;

B = largura;

n_h = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade;

m_h = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, incluindo a dimensão transversal B.

Terzaghi (1955) considera que a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal n_h depende diretamente do módulo de deformabilidade. Além disso, considera que os deslocamentos a uma distância maior que três vezes a largura não influencia no comportamento da estaca. Para solos arenosos, o mesmo autor considera que o coeficiente de reação horizontal pode ser determinado pela Equação 25.

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad \text{Equação (25)}$$

Onde:

E = Módulo de deformabilidade;

B = Largura da fundação;

Visto que o módulo de deformabilidade do solo depende diretamente das condições de drenagem e do carregamento aplicado, devem ser tomados cuidados. Segundo Velloso e Lopes (2010), o adensamento do solo não é descrito pela teoria da elasticidade e, assim, sugerem que, na prática, adota-se um coeficiente de reação drenado com cerca de 50% do não drenado.

Sulzberger (1945) sugere que, para a construção de blocos, não remova-se o solo lateralmente adjacente, ou seja, o bloco é preenchido com concreto diretamente em contato com o solo. Assim, o solo tem sua estrutura natural conservada e, conseqüentemente, o coeficiente de reação horizontal é preservado, ao contrário do que acontece se o solo adjacente fosse removido.

a) Argilas sobreadensadas

Argilas rijas apresentam um coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade. Segundo Terzaghi (1955), pode-se utilizar os valores propostos na Tabela 6, sugeridos para o coeficiente de reação vertical K_{s1} , desde que realizada a correção devido às dimensões da fundação, conforme apresentado na Equação 26 para valores em centímetros.

$$k_h = k_{s1} \frac{30,48}{1,5 B} \quad \text{Equação (26)}$$

b) Argilas normalmente adensadas

Para argilas normalmente adensadas, considera-se que o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade, de maneira análoga a um solo arenoso (Figura 11). Velloso e Lopes (2010) sugerem utilizar a Equação 27 como taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal, com base na resistência ao cisalhamento não drenada e no módulo de deformabilidade não drenado do solo. Os mesmos autores alertam que, visto que se trata de valores não drenados, deve-se adotar metade ou um terço do valor para uma elavada mobilização da resistência. Além disso, sedimentos orgânicos recentes, como lodo, podem apresentar taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal n_h bem inferiores, cerca de 60 kN/m³.

$$m_h = \frac{360 z}{B} \quad \text{Equação (27)}$$

Onde:

z = Profundidade;

B = Largura da fundação;

A Tabela 10 apresenta valores típicos que podem ser adotados para a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade.

Tabela 10: Valores de n_h e m_h para argilas e solos orgânicos moles.

Tipo de solo	Faixa de valores de n_h (kN/m ³)*	Valores sugeridos para m_h (kN/m ⁴)**
Solos orgânicos recentes	1 – 10	15
Argila orgânica, sedimentos recentes	10 – 60	80
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados	30 - 80	150

Fonte: Davisson (1970) e Miche (1930), apud Velloso e Lopes (2010).

c) Areias

O pressuposto que o coeficiente de reação horizontal aumenta linearmente com a profundidade para solos arenosos deve ser verificado pelo exame do perfil de ensaios SPT ou

CPT (VELLOSO e LOPES, 2010). A avaliação do perfil pode indicar a presença de camadas com compacidades diferentes e, assim, deve-se adotar um coeficiente de reação para cada camada. Terzaghi (1955) aponta que o coeficiente de reação horizontal em solos arenosos é proporcional ao módulo de deformabilidade do mesmo e, consequentemente, de sua compacidade.

Segundo Velloso e Lopes (2010), pode-se estimar o valor do coeficiente de reação horizontal em relação a uma correlação típica para o SPT, conforme é apresentado na Equação 28 (LOPES et al., 1994), válida somente para o caso de carregamentos com baixa mobilização da resistência. Da mesma forma, segundo Poulos e Davis (1980 apud VELLOSO e LOPES, 2010), para um maior nível de deformação, observa-se uma redução no coeficiente de reação horizontal até a um terço do valor de pequenas deformações. Para o caso de uma elevada mobilização, deve-se reduzir do valor do coeficiente de reação horizontal em 50%.

$$k_h = \frac{2N}{B} \quad \text{Equação (28)}$$

Sendo B em metros e k_h em MN/m³.

Valores típicos para a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal para areias podem ser visualizados na Tabela 11.

Tabela 11: Valores propostos para n_h , adaptado para kgf/cm³, em solo arenoso, para uma faixa horizontal de um pé de largura.

		Areia acima do N.A.	Areia Submersa
Areias	Fofa	0,25	0,14
	Med. Cmp.	0,74	0,49
	Compacta	1,98	1,20

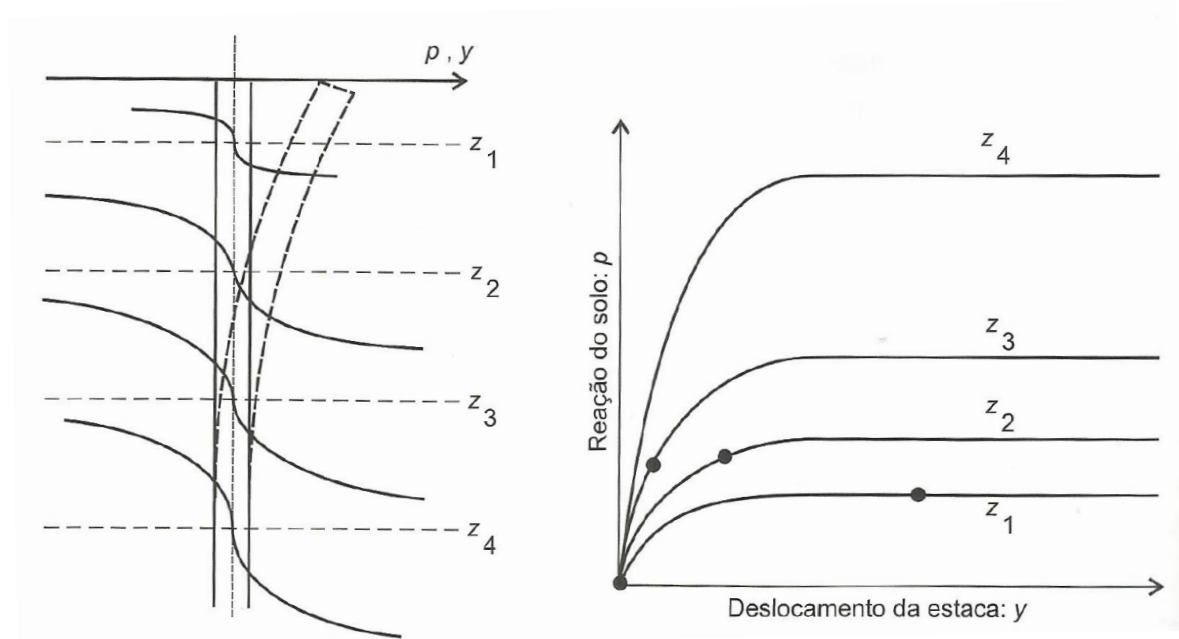
Fonte: Adaptado de TERZAGHI (1955).

2.5.2.3 Modelo de molas não lineares

Neste modelo, o solo ainda é tratado com reação representada por molas. Contudo, a relação entre a pressão de reação do solo e o deslocamento causado não é linear, sendo o comportamento expresso pelas “curvas p-y”. Devido a sua maior complexidade, métodos numéricos são necessários quando se utiliza curvas p-y. Um exemplo onde são empregadas

curvas p-y, são em projetos de estruturas off-shore cujas estacas estão submetidas a esforços transversais. Observa-se na Figura 12 um exemplo dos diferentes níveis de mobilização causados a uma estaca e as respectivas reações do solo.

Figura 12: Curvas p-y definidas para quatro camadas do solo e a mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

O desenvolvimento de curvas p-y para um determinado material permite avaliar o coeficiente de reação horizontal, adotando-se coeficiente secante ao nível de mobilização esperado. Para o desenvolvimento dessas curvas, recomenda-se o trabalho “*Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*”, desenvolvido pelo *American Petroleum Institute* (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.5.2.4 Modelo do meio contínuo

Neste modelo, analisa-se o problema e suas condições de contorno em um espaço semi-infinito de comportamento elástico ou plástico. As soluções com base em comportamento elástico podem modelar o solo como homogêneo, isotrópico, de módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν .

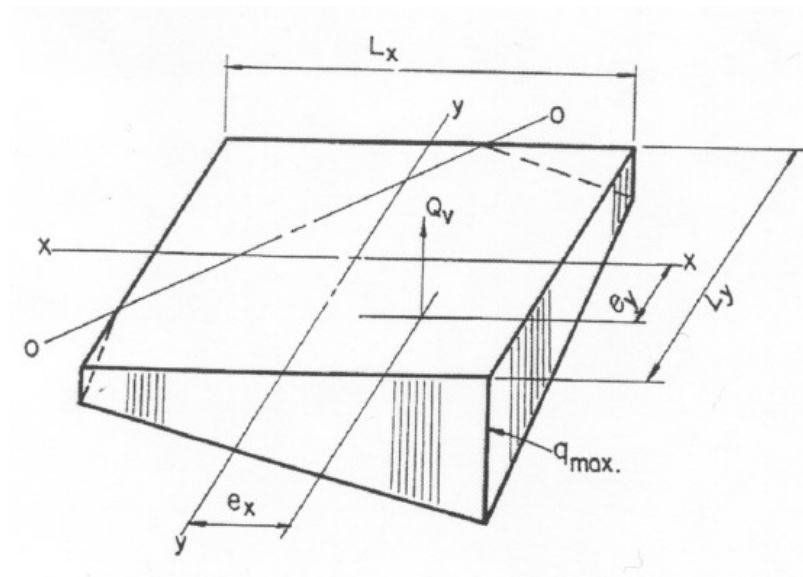
A análise por este modelo pode ser realizada por dois modos: o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos. Devido a sua complexidade, esses métodos não são usualmente empregados, pois seu uso não é justificado para uma análise simples dos recalque em projetos ordinários. Contudo, Velloso e Lopes (2010) recomendam o trabalho “*Pile foundation analysis and design*” desenvolvido por Poulos e Davis em 1980.

2.6 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Fundações podem ser solicitadas por diferentes tipos de carregamentos, sendo os mais comuns: forças verticais; forças horizontais; e momentos fletores. Em estruturas cotidianas, os esforços verticais são preponderantes nas fundações, enquanto que os esforços horizontais, apesar de estarem presentes na maioria das fundações, são de pequena magnitude. Nestes métodos, o dimensionamento da fundação é realizado baseando-se nas pressões admissíveis do solo e nas pressões máximas atuantes, não sendo determinada, usualmente, a inclinação provocada pelos momentos aplicados.

Nos casos cotidianos, em fundações diretas submetidas a cargas centradas ou excêntricas, a área comprimida deve ser no mínimo dois terços da área total, devendo assegurar que a tensão máxima de borda seja inferior à tensão admissível ou tensão resistente de projeto (ABNT NBR 6122, 2010). O método exposto pelo guia IEEE 691 (2001) propõe aplicar as condições de equilíbrio na base de uma sapata, desprezando a contribuição do empuxo lateral do solo (Figura 13). Considera-se também a fundação rígida e o solo com comportamento linear elástico. Entretanto, o tipo de fundação direta e o método construtivo influenciam diretamente na magnitude do empuxo do solo e, assim, desconsiderar a resistência lateral do solo pode ser conservador (IEEE 691, 2001).

Figura 13: Distribuição de tensões sob uma fundação com excentricidade nas duas direções.



Fonte: IEEE (2001).

Em estruturas submetidas principalmente a momentos de tombamento, como estruturas de SEs ou postes de energia, o emprego de métodos não usuais de dimensionamento pode ser tecnicamente e economicamente vantajosos, uma vez que os métodos preconizados por norma ou usualmente empregados são elaborados para casos usuais de carregamento.

Os pesquisadores Ayeb et al. (1983) do Instituto de Mecânica dos Solos de Grenoble (IMG) realizaram um estudo aprofundado dos métodos existentes para o dimensionamento de fundações rígidas submetidas a tombamento. Os principais métodos encontrados na literatura foram divididos em três categorias:

- Os métodos que consideram o comportamento do solo como elástico linear, que adotam as pressões de contato proporcionais aos deslocamentos da fundação, como: o método de Sulzberger; e o método de Andres-Norsa.
- Os métodos que consideram o comportamento do solo como plástico, que admitem o comportamento plástico do solo, como: o método Francês; e o método de Alexandru.
- Os métodos semi-empíricos, baseados em sondagens ou ensaios, como: o método de Lazard; o método de Menard; ou o método do IMG.

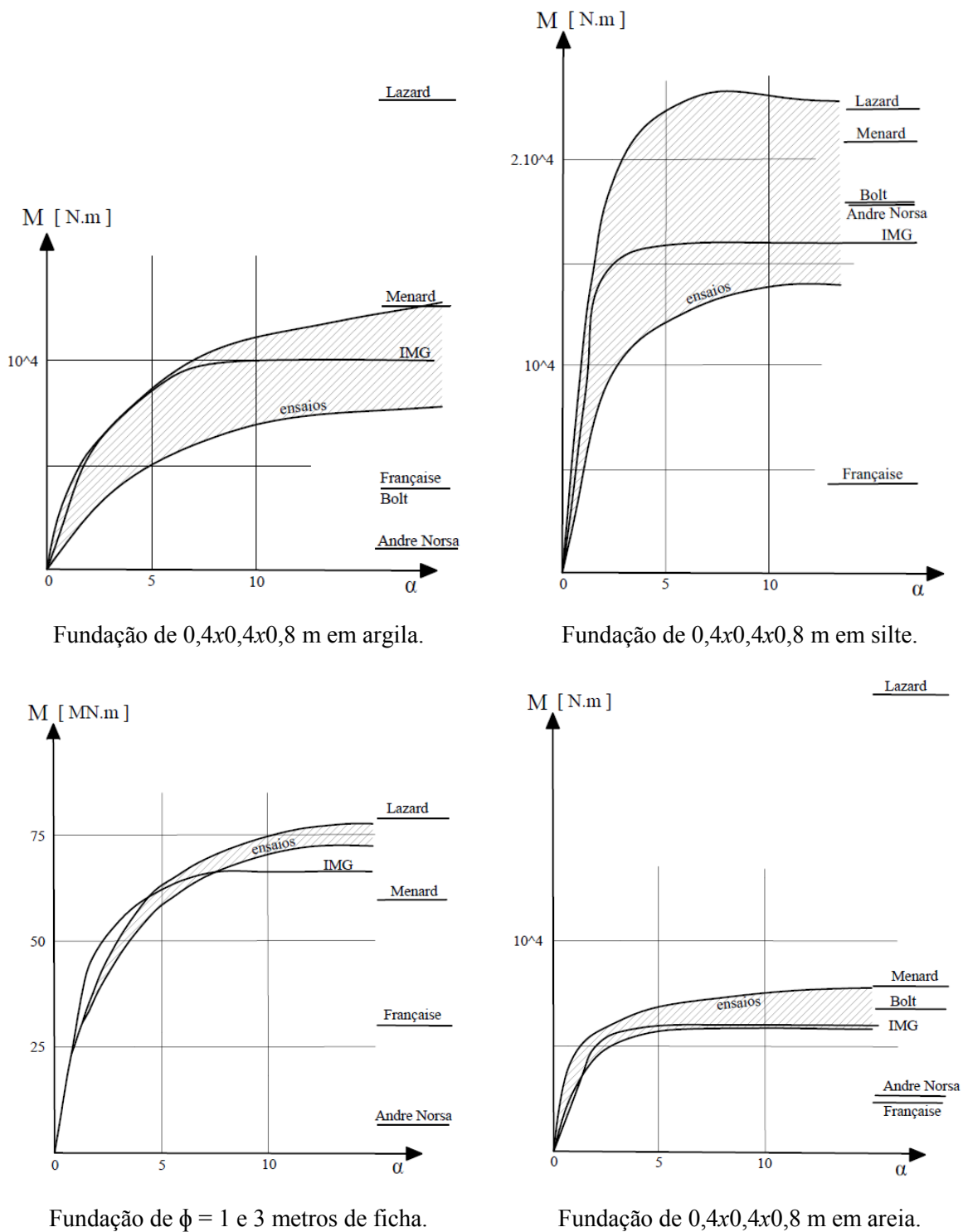
Ayeb et al. (1983) criaram o método IGM por meio de 27 ensaios de tombamento em três tipos de solo, granular, siltoso e argiloso 100% saturado, em uma fundação de $0,4 \times 0,4 \times 0,8$

metro. Realizaram-se também dois ensaios para uma fundação de um metro de diâmetro e três metros de profundidade, atravessando duas camadas de solo, uma granular e outra argilosa. Por meio de sessenta medidores de deslocamento e tensão, foram obtidos dados e relacionando-os com os ensaios pressiométricos foi desenvolvido o método IGM. Pode-se perceber pela Figura 14 que o método elaborado apresenta resultados semelhantes ao comportamento da fundação ensaiadas.

O método IGM, apesar de apresentar resultados relevantes, não será objeto de estudo do presente trabalho, uma vez que o ensaio pressiométrico não é usualmente utilizado no Brasil e, assim, existe a carência de tais parâmetros do solo.

Em estudo realizado por Amslet e Ott (1972) na Suíça, foram avaliados os momentos e inclinações reais de um tubulão com cerca de 2,8 metros de profundidade e 80 centímetros de diâmetro submetido a esforços de tombamento. Anteriormente ao ensaio, por meio de ensaios de placas, obteve-se o coeficiente de reação e determinou-se o momento resistente ao tombamento pelo método de Sulzberger. Os resultados obtidos demonstram que, para um mesmo esforço de tombamento, a inclinação provocada na fundação foi três vezes menor que a esperada.

Figura 14: Gráficos de momento de tombamento *versus* inclinação do bloco ($\times 10^{-3}$).



Fonte: Adaptado de Ayeb et al. (1983).

Rocha (1992) realizou um estudo intitulado “Comportamento de estruturas rígidas sujeitas a esforços horizontais e momentos”. No trabalho, foram executados diversos ensaios em modelos reduzidos em um solo areno argiloso, medindo-se a carga e deslocamentos do

bloco. Foram analisados os dados obtidos em relação ao momento aplicado à fundação, inclinação e localização do nível de rotação da fundação. Comparando-se os ensaios com diversos métodos, foi possível concluir:

- Mesmo considerando o coeficiente de reação constante com a profundidade, o dimensionamento pelo Método de Sulzberger resultou em momentos resistentes observados com valores, em média, de 43% dos calculados nas provas de carga para uma inclinação limite de tangente de alfa, $\tan \alpha$, igual 0,01. Esta inclinação é equivalente a uma deflexão da fundação igual a altura de aplicação da carga em relação ao nível do terreno dividida por cem. Um dos motivos por esse valor extremamente conservador, apontado pelo autor, é que o coeficiente de reação depende das dimensões da fundação, ou seja, para pequenas dimensões, os coeficientes de recalques fornecidos por tabelas são muito conservadores.
- Os cálculos realizados pelo método de Broms demonstram valores, em média, 70% superiores aos observados nos ensaios, mesmo considerando a resistência lateral ao longo de toda profundidade, ao contrário da hipótese proposta por Broms de se desprezar 1,5 do diâmetro do trecho inicial. O método de Bolt e Dembicki conduziu a resultados, em média, de 148% superiores aos observados em campo. Dessa forma, os dois métodos foram considerados contra a segurança.
- O cálculo a partir do método Russo para tubulões curtos e adaptado para blocos retangulares forneceu valores, em média, de 63% dos medidos no ensaio. Sendo o ponto de rotação observado próximo a dois terços da profundidade da fundação.

Rocha (1992) concluiu também que: os métodos baseados no coeficiente de reação conduziram a resultados conservadores; para solos não coesivos, o ponto de giro da fundação é localizado a dois terços de profundidade; existe uma relação linear entre a resistência ao tombamento e a profundidade sobre largura; e blocos com face lateral plana obtiveram maior resistência ao tombamento do que os blocos com as faces laterais curvas. Por último, constatou-se que o aumento da profundidade da fundação proporciona maiores resistências ao tombamento que o aumento da superfície de contato na base, contudo essa diferença é inferior para fundações profundas (ROCHA,1992).

Conforme explicado anteriormente, o dimensionamento da fundação será restringido pelos deslocamentos sob as cargas de serviço para projetos de estruturas nas quais apenas pequenos deslocamentos são tolerados. Métodos que consideram a ruptura do solo são indicados para a concepção de estruturas que podem suportar deslocamentos relativamente grandes. O método de Broms (1964 apud REESE et VAN IMPE, 2011) analisa o comportamento de estacas, curtas ou longas, submetidas a esforços horizontais e momentos em relação às condições de ruptura do solo, ou seja, estuda a plastificação do solo. Assim, este método não caracteriza a deflexão causada à fundação em função do carregamento aplicado.

O método de Sulzberger e o método Russo, apesar de apresentarem resultados conservadores, ainda são empregados no dimensionamento de fundações rígidas submetidas a esforços horizontais e momentos. Os dois métodos fornecem o deslocamento e rotação sofrida pela fundação, que são informações necessárias para o em SEs. Assim, ambos os métodos serão abordados adiante. Fusco (1985) indica também o uso do método proposto por Sherif em 1974, contudo, o mesmo não será objeto de estudo deste trabalho.

Os métodos que consideram o solo com comportamento linear elástico desconsideram a possibilidade de plastificação do mesmo. Desta forma, a fim de garantir a estabilidade da fundação rígida, pode-se realizar uma verificação contra ruptura do solo. Para a base da fundação, pode-se empregar a verificação por meio da tensão admissível em comparação com a tensão máxima atuante, conforme prescrições da ABNT NBR 6122 (2010). A fim de garantir a segurança de estabilidade lateral da fundação, podem ser empregadas as proposições expostas no trabalho de Sherif (1974).

Timerman (1980), Décourt et al. (1998) e Del Pino Júnior (2003) recomendam a verificação do coeficiente de segurança de estabilidade lateral, ou seja, contra ruptura, segundo as recomendações de Sherif (1974). Segundo Décourt et al. (1998), o método de Sherif define o coeficiente de segurança através de uma relação de áreas, entre a área formada pela distribuição da resistência do solo e a área constituída pela distribuição da pressão de contato.

A resistência do solo é obtida pela diferença entre o empuxo passivo e empuxo ativo, havendo uma zona de transição em torno da profundidade em que ocorre a rotação da fundação, conforme pode ser visualizado na Figura 15. Caso exista um nível de água presente no solo, deve-se levá-lo em consideração na determinação das pressões resistentes. O

diagrama do empuxo ativo e passivo podem ser determinados pelas Equações 29 e 30, respectivamente.

$$E_a = \gamma \cdot L \cdot K_a \quad \text{Equação (29)}$$

$$E_p = \gamma \cdot L \cdot K_p \quad \text{Equação (30)}$$

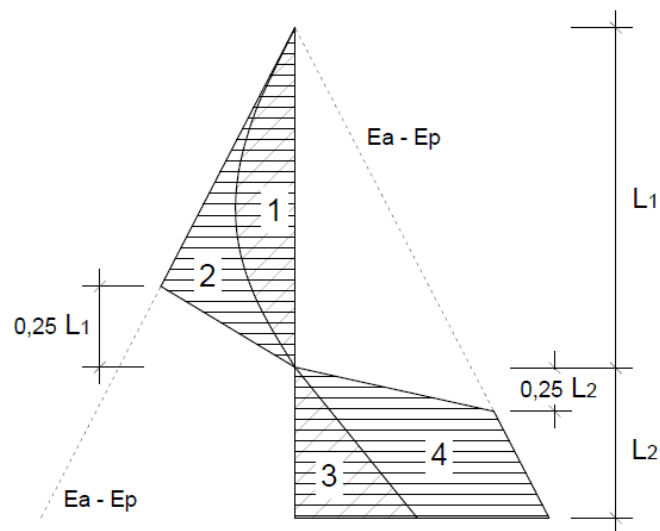
Onde:

K = coeficiente de empuxo lateral para o empuxo ativo ou empuxo passivo;

γ = peso específico do solo;

L = profundidade considerada.

Figura 15: Verificação dos coeficientes de segurança para estacas carregadas transversalmente pelo método de Sherif.



Fonte: Adaptado de Sherif (1974 apud TIMERMAN,1980).

O coeficiente de segurança pode ser determinado conforme apresentado a seguir segundo as áreas apresentadas na Figura 15.

$$\text{Coeficiente de segurança} = \frac{A_{atuante}}{A_{resistente}} = \frac{A_2}{A_1} \text{ ou } \frac{A_4}{A_3} \geq 1,0$$

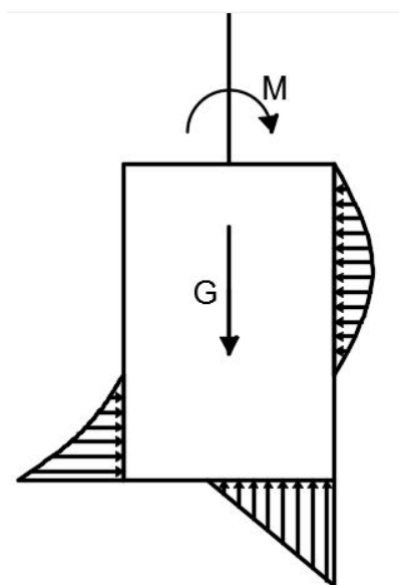
Sendo as áreas constituídas pelas pressões de contato determinadas pelo método utilizado no dimensionamento geotécnico da fundação.

Mesmo que as pressões de contato ultrapassem a distribuição da resistência em algum ponto do diagrama, Sherif (1974 apud DEL PINO JÚNIOR, 2003) recomenda a realização apenas da verificação global das relações entre áreas, pois na realidade, a resistência do solo é essencialmente maior que essa.

2.6.1 Método de Sulzberger

Publicado em 1945 pela Associação Suíça de Eletricistas, o método de Sulzberger apresenta um método de cálculo do momento resistente do solo provocado por peças enterradas sujeitas a esforços de tombamento. Calcula-se os momentos resistentes e pressões de contato na base e na superfície lateral, considerando a peça rígida imersa num meio elástico linear (Figura 16). Pode-se admitir também a não homogeneidade do meio elástico, como por exemplo, duas camadas de solo.

Figura 16: Reações do solo calculadas a partir do método de Sulzberger para esforços de tombamento.



Fonte: Adaptado de Sulzberger (1945).

Este método utiliza a premissa de que a máxima inclinação que uma estrutura de linhas aéreas pode aceitar é de seu comprimento dividido por cem, ou seja, tangente de um ângulo igual a 0,01. Sendo isto, um limite do comportamento em serviço da fundação. Contudo, o

método considera o solo com o comportamento elástico e, desta maneira, menospreza a fase plástica do solo na ruptura.

O método de Sulzberger está baseado em duas hipóteses:

- Admite-se que o terreno tem um comportamento elástico para pequenos deslocamentos, e que o empuxo do solo é proporcional aos deslocamentos do bloco pelo coeficiente de reação do solo.
- Admiti-se que se admite o coeficiente de reação horizontal é nulo na superfície mas aumenta proporcionalmente com a profundidade para solos de natureza e composição uniforme. Sulzberger (1945) sugere adotar como valor do coeficiente reação horizontal, o valor do coeficiente de reação vertical dividido por 1,0 a 1,2. Contudo, conforme exposto no capítulo referente ao coeficiente de reação horizontal, este depende de vários fatores.

Além disso, o método de Sulzberger negligencia a força horizontal cuja fundação está submetida e somente a força vertical e o momento de tombamento são considerados no cálculo do momento resistente. Contudo, o método propõe que este esforço transversal pode ser desprezado na condição que a razão entre a altura do ponto de aplicação das forças horizontais acima do solo e a profundidade da fundação seja superior a cinco. Para os casos que essa relação seja inferior a cinco, uma análise do efeito da aplicação desse esforço horizontal na fundação é aconselhável.

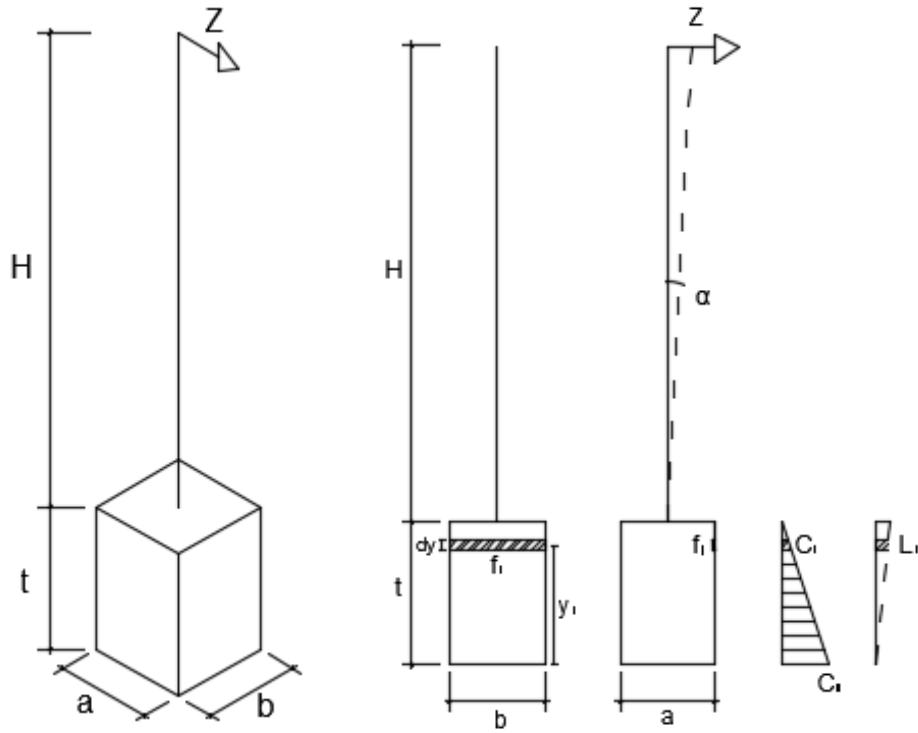
Segundo Rocha (1992), Sulzberger ignora o critério de ruptura do solo. Contudo, Sulzberger aponta que, para rotações do bloco inferiores a tangente de alfa igual a 0,01, considerar o coeficiente de reação constante, independente da tensão aplicada, parece ser justificável, já que o solo encontra-se abaixo do limite de escoamento.

Devem ser levados em consideração três fatores: a resistência à inclinação do bloco de fundação devido ao engastamento no solo; o efeito da resistência devido ao atrito entre as paredes laterais e base da fundação com o solo adjacente; e a resistência devido à reação do solo na base da fundação. Estes três fatores serão apresentados individualmente a seguir:

- a) Resistência à inclinação do bloco de fundação devido ao engastamento no solo.

Um bloco rígido de fundação gira com um ângulo α em torno de um eixo localizado na sua base, sob efeito de uma força Z atuante sobre o topo do suporte em uma altura H acima do solo, conforme pode ser visualizado na Figura 17.

Figura 17: Esquema utilizado a fim de se determinar a resistência devido ao engastamento lateral.



Fonte: Adaptado de Sulzberger (1945).

Uma banda infinitesimal f_i situada a uma distância y_i do eixo de rotação na base do bloco é submetida a um deslocamento transversal proporcional ao produto da distância pela tangente de alfa. Visto que essa pequena banda apresenta um coeficiente de reação horizontal K_{hi} , o momento de reação de engastamento lateral dessa banda pode ser calculado pela Equação 31.

$$M_s = f_i K_{hi} y_i^2 \tan \alpha \quad \text{Equação (31)}$$

A fim de determinar o momento de reação de engastamento lateral da fundação, deve-se realizar a integral de todas as pequenas bandas com os limites de y_i igual a zero até a altura t do bloco (Equação 32).

$$M_s = \int_0^t f_i K_{hi} y_i^2 \tan \alpha \quad \text{Equação (32)}$$

Visto que o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade para alguns tipos de solo (Equação 33), adota-se o coeficiente em função da distância ao eixo de

rotação. Além disso, banda infinitesimal f_i é descrita em função de uma altura dy (Equação 34).

$$K_{hi} = \frac{(t - y) K_{hi}}{t} \quad \text{Equação (33)}$$

$$f_i = b \, dy \quad \text{Equação (34)}$$

Pode-se também realizar o somatório de bandas com alturas definidas desde que o número de elementos seja suficientemente grande (Equação 35).

$$M_s = \sum f_i K_{hi} y_i^2 \tan \alpha \quad \text{Equação (35)}$$

São apresentadas na Tabela 12 as fórmulas deduzidas por Sulzberger para o cálculo do momento de reação de engastamento lateral M_s para os dois estágios, dependendo da inclinação em que o bloco é submetido, conforme será descrito a seguir.

- b) Efeito da resistência devido ao atrito entre as paredes laterais e base da fundação com o solo.

O atrito proveniente do solo com as paredes laterais e base da fundação depende do coeficiente de atrito entre a superfície do bloco e do solo. Este atrito também depende do esforço normal aplicado ao solo e da superfície de contato. Além disso, o coeficiente de atrito depende do índice de rugosidade das superfícies e da natureza e composição do terreno. A partir do momento em que a fundação sofre um deslocamento considerável, a resistência proveniente do atrito sofre uma redução significativa, diminuindo drasticamente à medida que o bloco se movimenta. Assim, a consideração da resistência de atrito é de grande dificuldade (SULZBERGER, 1945).

O método de Sulzberger propõe que, ao se carregar uma fundação enquanto que o atrito estático não é superado, o eixo de rotação se situa aproximadamente no nível da base da fundação. A partir do momento que o atrito estático é superado, o nível de rotação se eleva até que o momento resistente lateral provoque um equilíbrio dos esforços. A nova altura do nível de rotação dependerá da razão entre os coeficientes de reação horizontal ao longo da profundidade da fundação, ou seja, se considerarmos que o coeficiente de reação horizontal é zero na superfície e linearmente variável com a profundidade, o nível de rotação estará a uma profundidade de dois terços da fundação. As fórmulas para o cálculo de tangente de alfa, a

partir do qual o eixo de rotação começa se elevar, foram deduzidas por Sulzberger e são apresentadas abaixo para o caso de um bloco de fundação com seção quadrada (Equação 36) e seção circular (Equação 37).

$$\tan \alpha = \frac{6 \mu G}{b t^2 K_h} \quad \text{Equação (36)}$$

$$\tan \alpha = \frac{8,8 \mu G}{d t^2 K_h} \quad \text{Equação (37)}$$

Onde:

μ = Coeficiente de atrito;

G = Esforço vertical aplicado ao solo;

b = Largura da bloco paralelo ao momento aplicado;

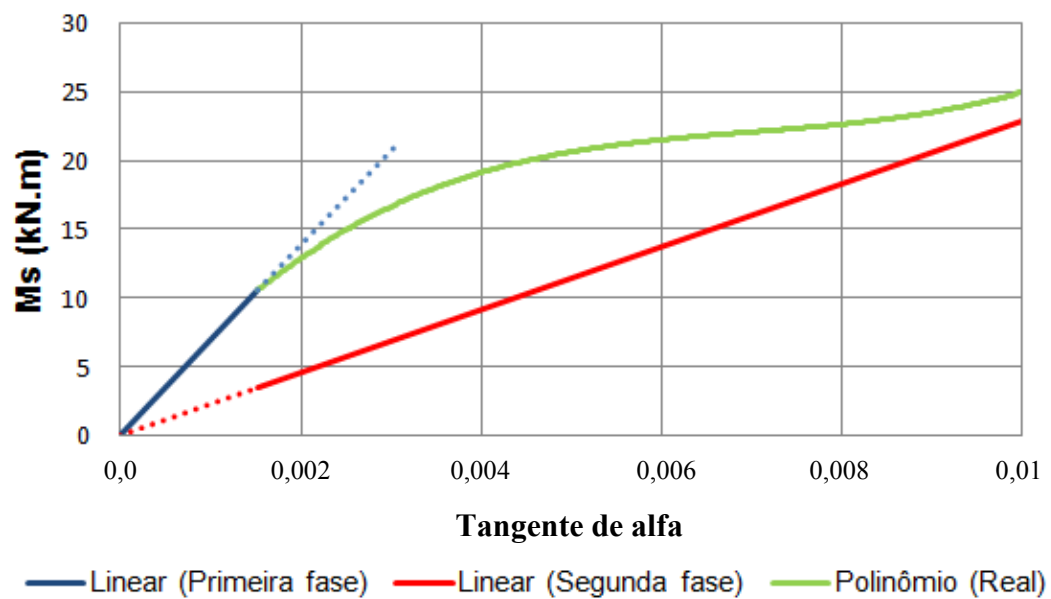
d = Diâmetro do tubulão;

t = Profundidade do bloco em relação ao nível do terreno;

K_h = Coeficiente de reação horizontal.

Nota-se que, a partir que essa inclinação é superada, o eixo de rotação se eleva e, desta forma, a resistência devido ao engastamento com o solo é reduzida em um terço. Assim, o momento de reação devido ao engastamento lateral diminuirá ao terço pela passagem do primeiro para o segundo estágio. Contudo, por meio de ensaios, Sulzberger constatou que esta mudança é progressiva, conforme pode ser visualizado na Figura 18, e somente uma passagem brusca entre os estágios provocaria tal fato.

Figura 18: Gráfico da modificação do momento de reação de engastamento lateral em função do ângulo de rotação da fundação.

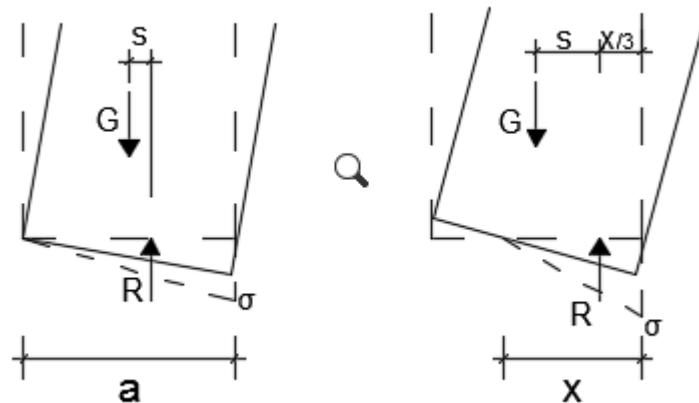


Fonte: Adaptado de Sulzberger (1945).

c) Resistência devido à reação do solo na base da fundação.

As forças de reação na base da fundação se traduzem geometricamente por um prisma de tensões cujo volume deve ser igual ao esforço G . À medida que a inclinação do bloco aumenta, esse prisma tende a ficar mais curto (Figura 19). O esforço vertical G se opõe ao momento de tombamento aplicado através da alavanca constituída pela distância que separa a linha de ação de G ao centro de gravidade do prisma de tensões. Além disso, para a interface inferior, emprega-se o coeficiente de reação vertical K_v .

Figura 19: Esquema utilizado a fim de se determinar a resistência na base do bloco.



Fonte: Adaptado de SULZBERGER (1945).

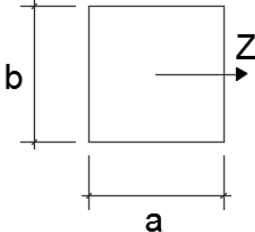
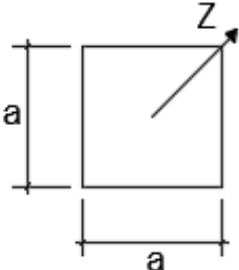
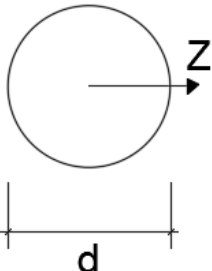
Segundo o método, no primeiro estágio de carregamento, a fundação ainda repousa por toda sua base sobre o solo. Para inclinações mais fortes, a fundação não repousa totalmente sobre a base, aplicando-se o segundo estágio. A passagem de um estágio para o seguinte é determinada através de uma tangente de um ângulo de inclinação que depende da forma da fundação. Estas tangentes de alfa são apresentadas a seguir para uma fundação de seção quadrada (Equação 38) e seção circular (Equação 39).

$$\tan \alpha = \frac{2 G}{a^2 b C_b} \quad \text{Equação (38)}$$

$$\tan \alpha = \frac{5,1 G}{d^3 C_b} \quad \text{Equação (39)}$$

Apresenta-se na Tabela 12 as fórmulas deduzidas por Sulzberger para o cálculo do momento de reação da base M_b para as duas fases ou estágios, dependendo da inclinação considerada.

Tabela 12: Fórmulas para o cálculo de fundações, considerando que o coeficiente de reação horizontal é nulo na superfície e varia linearmente com a profundidade.

<p>Seção retangular</p> 	Momento de reação de engastamento lateral M_s		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_s (kgf.cm)	2ª fase M_s (kgf.cm)
	$\frac{6 \mu G}{b t^2 K_h}$	$\frac{b t^3}{12} K_h \tan \alpha$	$\frac{b t^3}{36} K_h \tan \alpha$
	Momento de reação na base M_b		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_b (kgf.cm)	2ª fase M_b (kgf.cm)
	$\frac{2 G}{a^2 b K_v}$	$\frac{b a^3}{12} K_v \tan \alpha$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b K_v \tan \alpha}} \right)$
<p>Seção quadrada</p> 	Momento de reação de engastamento lateral M_s		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_s (kgf.cm)	2ª fase M_s (kgf.cm)
	$\frac{4,5 \mu G}{a t^2 K_h}$	$\frac{1,414 a t^3}{12} K_h \tan \alpha$	$\frac{1,414 a t^3}{36} K_h \tan \alpha$
	Momento de reação na base M_b		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_b (kgf.cm)	2ª fase M_b (kgf.cm)
	$\frac{1,414 G}{a^3 K_v}$	$\frac{a^4}{12} K_v \tan \alpha$	$G \left(0,707 a - \frac{\sqrt[3]{\frac{3 G}{K_v \tan \alpha}}}{2} \right)$
<p>Seção circular</p> 	Momento de reação de engastamento lateral M_s		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_s (kgf.cm)	2ª fase M_s (kgf.cm)
	$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 K_h}$	$\frac{d t^3}{17,6} K_h \tan \alpha$	$\frac{d t^3}{52,8} K_h \tan \alpha$
	Momento de reação na base M_b		
	$\tan \alpha$	1ª fase M_b (kgf.cm)	2ª fase M_b (kgf.cm)
	$\frac{5,1 G}{d^3 K_v}$	$\frac{\pi d^4}{64} K_v \tan \alpha$	$c d G$ $0,30 \leq c \leq 0,35$

Fonte: Adaptado de Sulzberger (1945).

2.6.2 Método Russo

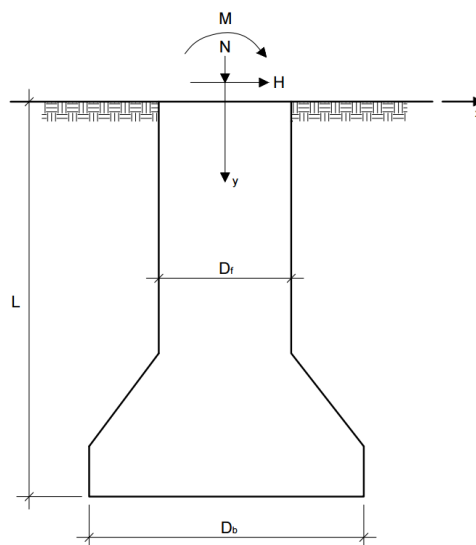
Rocha (1992) e Velloso e Lopes (2010) apresentam em seus trabalhos o método denominado como método Russo. Segundo Velloso e Lopes (2010), o método descrito pela norma russa para elementos rígidos enterrados é o mais utilizado no Brasil. Timerman (1980), em seu trabalho, estuda a estabilidade de tubulões curtos decompondo o seu movimento em três deslocamentos elementares: vertical; horizontal; e angular.

Neste trabalho, será abordado o estudo de Timerman (1980) e nomear-se-á este como método Russo visto a equivalência das fórmulas apresentadas nos trabalhos de Rocha (1992) e Velloso e Lopes (2010). Em sua dissertação Rocha (1992) realiza o mesmo procedimento, enquanto que Velloso e Lopes (2010) não citam o trabalho de Timerman (1980).

O modelo de Winkler é empregado e considera-se o coeficiente de reação horizontal crescente com a profundidade. O método prevê o equilíbrio do elemento de fundação e fornece os deslocamentos, horizontais e verticais, e os diagramas de tensões laterais e sob a base. A Figura 20 apresenta a representação de um tubulão curto.

O método utiliza três equações de equilíbrio devido aos deslocamentos, que permitem equilibrar os esforços aplicados. Cada equação de equilíbrio é proveniente de um deslocamento unitário aplicado ao tubulão, conforme pode ser visualizado nas Figuras 21 e 22.

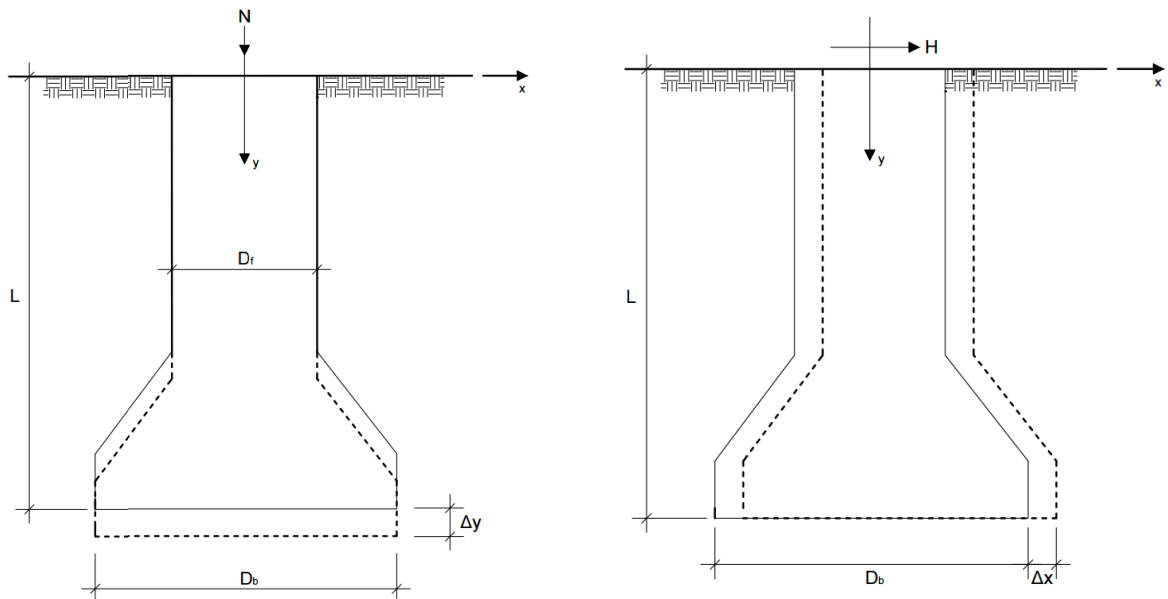
Figura 20: Formato típico de um tubulão curto.



Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

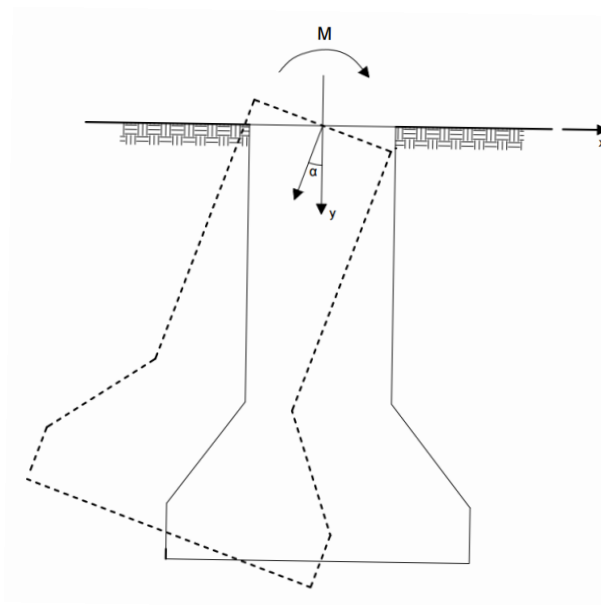
As hipóteses admitidas pelo método são: o coeficiente de reação vertical é constante; o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade; o tubulão é um elemento rígido, desprezando-se deformações; e desprezam-se as tensões de cisalhamento tubulão-solo.

Figura 21: Aplicação de deslocamento unitário vertical e horizontal ao tubulão.



Fonte: Adaptado de Timmerman (1980).

Figura 22: Aplicação de uma rotação unitária ao tubulão.



Fonte: Adaptado de Timmerman (1980).

Aplicando as condições de equilíbrio, pode-se determinar o deslocamento horizontal (Equação 40), deslocamento vertical (Equação 41) e a rotação (Equação 42) provocados ao tubulão.

$$\Delta x = \frac{2 H}{k_h L D_f} + \frac{2}{3} L \alpha \quad \text{Equação (40)}$$

$$\Delta y = \frac{N}{k_v A_b} \quad \text{Equação (41)}$$

$$\alpha = \frac{2 H L + 3 M}{\frac{1}{12} k_h L^3 D_f + \frac{3}{16} k_v A_b D_b^2} \quad \text{Equação (42)}$$

Onde:

k_v = coeficiente de reação vertical;

k_h = coeficiente de reação horizontal;

Δx = deslocamento linear horizontal;

Δy = deslocamento linear vertical;

α = deslocamento angular;

N = esforço normal aplicado ao topo do tubulão no nível do solo;

H = esforço horizontal aplicado ao topo do tubulão no nível do solo;

M = momento fletor aplicado no topo do tubulão aplicado no nível do solo;

D_f = diâmetro do fuste do tubulão;

D_b = diâmetro da base do tubulão;

A_b = área da base do tubulão;

L = comprimento enterrado do tubulão.

Através de uma retroanálise, pode-se determinar o momento máximo resistido pelo tubulão dependendo da rotação do mesmo (Equação 43).

$$M = \alpha \left(\frac{1}{36} k_h L^3 D_f + \frac{1}{16} k_v A_b D_b^2 \right) - \frac{2}{3} H L \quad \text{Equação (43)}$$

As tensões tanto na lateral do tubulão quanto na base do tubulão podem ser verificadas nas Equações 44 e 45, respectivamente. Sendo que a máxima tensão lateral (Equação 46) ocorrerá na profundidade igual a metade da profundidade de rotação da peça rígida (Equação 47).

$$\sigma_h = -\frac{k_h}{L} y \Delta x + \frac{k_h}{L} y^2 \alpha \quad \text{Equação (44)}$$

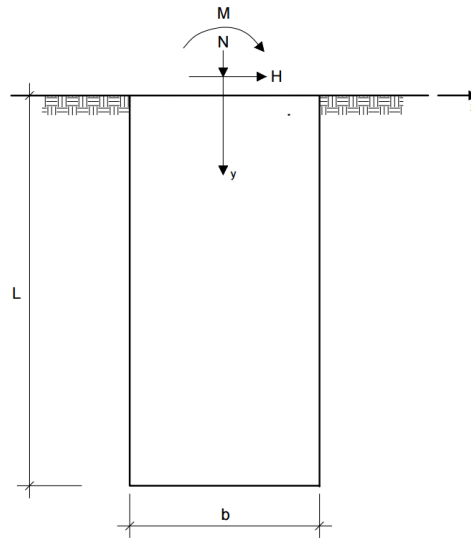
$$\sigma_v = \frac{N}{A_b} \pm \frac{k_v D_b}{2} \alpha \quad \text{Equação (45)}$$

$$\sigma_{hmax} = -\frac{k_h \Delta x^2}{4 \alpha L} \quad \text{Equação (46)}$$

$$y_{eng} = \frac{\Delta x}{\alpha} \quad \text{Equação (47)}$$

Rocha (1992) deduziu as equações apresentadas por Timmerman (1980) para uma fundação de seção quadrada, conforme pode ser visualizado na Figura 23. Da mesma forma que se realizou para o tubulão com base circular, apresenta-se na Tabela 13 as fórmulas para o dimensionamento de um tubulão “quadrado” (Equação 48 até 55).

Figura 23: Elementos básicos e simbologias de um tubulão “quadrado”.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 13: Fórmulas para cálculo de um tubulão “quadrado”.

Deslocamento horizontal	$\Delta x = \frac{2 H}{k_h L b} + \frac{2}{3} L \alpha$	Equação 48
Deslocamento vertical	$\Delta y = \frac{N}{k_v b^2}$	Equação 49
Rotação	$\alpha = \frac{2 H L + 3 M}{\frac{1}{12} k_h L^3 b + \frac{1}{4} k_v b^4}$	Equação 50
Momento máximo resistente	$M = \alpha \left(\frac{1}{36} k_h L^3 b + \frac{1}{12} k_v b^4 \right) - \frac{2}{3} H L$	Equação 51
Tensões nas laterais	$\sigma_h = -\frac{k_h}{L} y \Delta x + \frac{k_h}{L} y^2 \alpha$	Equação 52
Tensões na base	$\sigma_v = \frac{N}{b^2} \pm \frac{k_v b}{2} \alpha$	Equação 53
Tensão máxima lateral	$\sigma_{hmax} = -\frac{k_h \Delta x^2}{4 \alpha L}$	Equação 54
Profundidade do nível de rotação	$y_{eng} = \frac{\Delta x}{\alpha}$	Equação 55

Fonte: Adaptado de Rocha (1992).

3 MATERIAIS E MÉTODO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Inaugurada em 2009, a Subestação intitulada Desterro está localizada no bairro Campeche, no município de Florianópolis, Santa Catarina. Esta possui capacidade transformadora de 230 kV para 138 kV e, desta forma, é denominada como SE Desterro 230/138 kV. O acesso à mesma pode ser realizado pela rodovia estadual SC-405, conforme pode ser visualizado na Figura 24. Esta SE é um empreendimento da empresa Eletrosul Centrais Elétricas S.A., controlada pela Eletrobras e vinculada ao Ministério de Minas e Energia.

Figura 24: Localização da Subestação Desterro 230/138 kV.



Fonte: Google Earth.

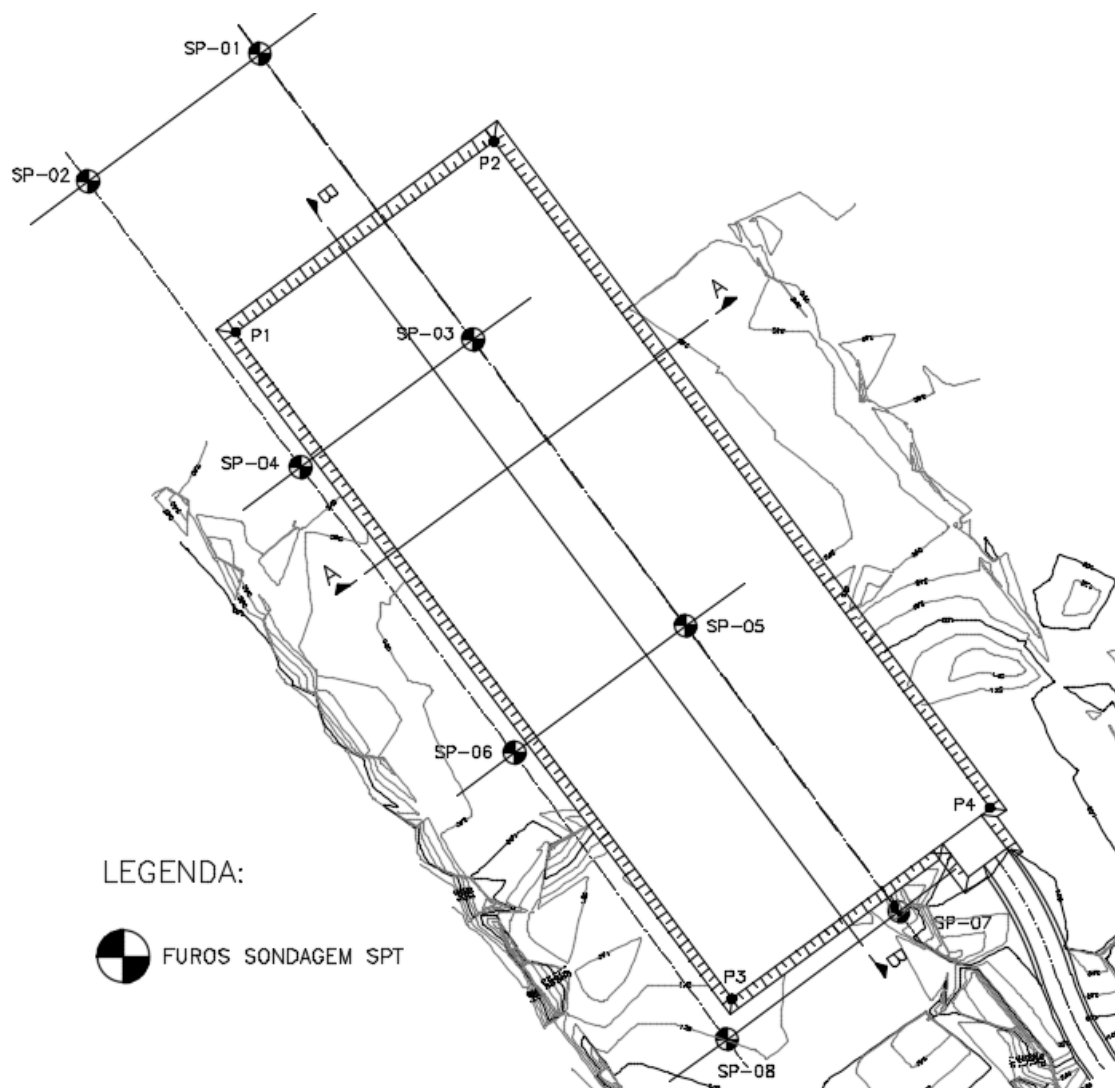
Na primeira fase de implantação, a plataforma foi executada com dimensões de 90 metros por 233 metros, totalizando uma área total de 20.970 metros quadrados. As coordenadas dos pontos perimetrais podem ser visualizadas na Tabela 14 e na Figura 25. Recentemente, foram realizadas obras de ampliação dessa plataforma que seguiram os mesmos procedimentos executivos da implantação inicial.

Tabela 14: Coordenadas dos pontos que definem a plataforma da SE Desterro.

Coordenadas Universal Transversa Mercator - UTM		
Ponto	Leste (m)	Norte (m)
P1	745.152,724	6.936.952,055
P2	745.225,005	6.937.005,678
P3	745.291,607	6.936.764,846
P4	745.363,880	6.936.818,469

Fonte: Adaptado de ELETROSUL (2007).

Figura 25: Posição dos furos de sondagem.



Fonte: Adaptado de ELETROSUL (2007).

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Com o intuito de caracterizar as camadas de solo presentes na área em que foi construída a plataforma da SE, uma campanha de oito sondagens a percussão foi realizada. As sondagens SPT, ou *Standard Penetration Test*, foram realizadas ao nível do terreno de acordo com a Figura 25 em que a projeção da plataforma já é representada. Os resultados destas encontram-se no Anexo A.

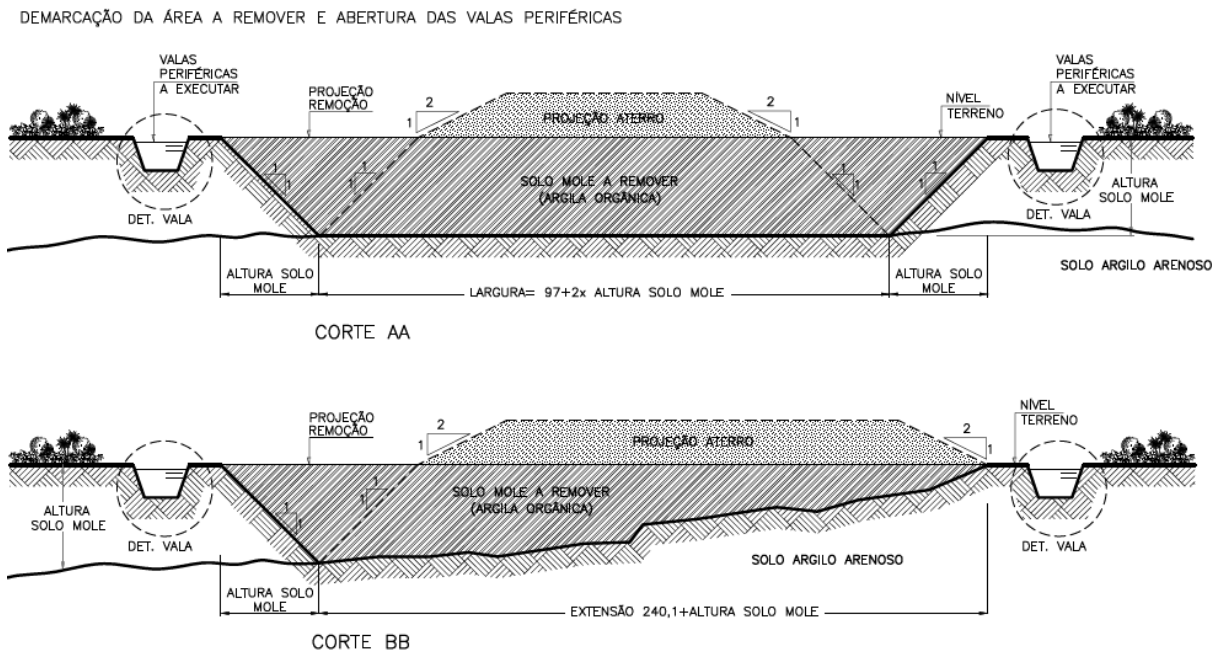
Constatou-se, por meio das sondagens, a existência de uma camada inicial de solo mole com a presença marcante de matéria orgânica, presente até 2,5 metros de profundidade. Esta camada foi removida a fim de evitar problemas devido à alta compressibilidade da mesma. Além da recomposição desta camada por material drenante, executou-se um aterro a fim de elevar a altura da plataforma e impedir que inundações afetem o funcionamento da SE.

De maneira superficial, as especificações técnicas utilizadas para executar o serviço de terraplenagem da plataforma serão abordadas a fim de caracterizar as camadas pertencentes ao aterro. Da mesma forma, apresentar-se-ão os volumes de corte e aterro em cada fase realizada. Salienta-se que os cortes denominados “AA” e “BB” podem ser identificados na Figura (25).

Primeiramente, são realizados os serviços preliminares de destocamento da camada vegetal superficial, desmatamento e limpeza. Logo após, realizou-se remoção da camada superficial, ou decapagem, composta principalmente de matéria orgânica, com 30 centímetros de espessura em média, totalizando uma retirada de 7.393 metros cúbicos.

A seguir, foram executadas valas periféricas a fim de facilitar a saída de água da plataforma e rebaixar o nível do lençol freático, conforme pode ser visualizado na Figura 26. Estas valas são projetadas para atender tanto as contribuições pluviais do pátio da SE quanto as contribuições dos terrenos adjacentes, pertencentes à mesma microbacia hidrográfica. Para a realização dessas valas em toda a periferia da plataforma, foi necessária a retirada de cerca de 1.000 metros cúbicos.

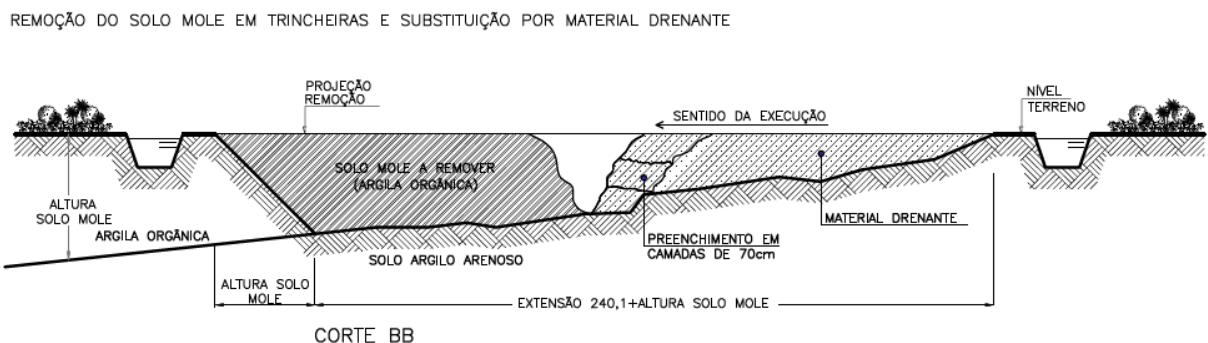
Figura 26: Primeira fase de implantação da plataforma.



Fonte: ELETROSUL (2007).

Após a execução das valas, a camada de solo mole, conforme constatada nas sondagens, foi progressivamente retirada e, no mesmo local, houve o preenchimento com material drenante em camadas de 70 centímetros de espessura (Figura 27). A movimentação de terra para esta etapa totalizou aproximadamente 37.000 metros cúbicos.

Figura 27: Segunda fase de implantação da plataforma.

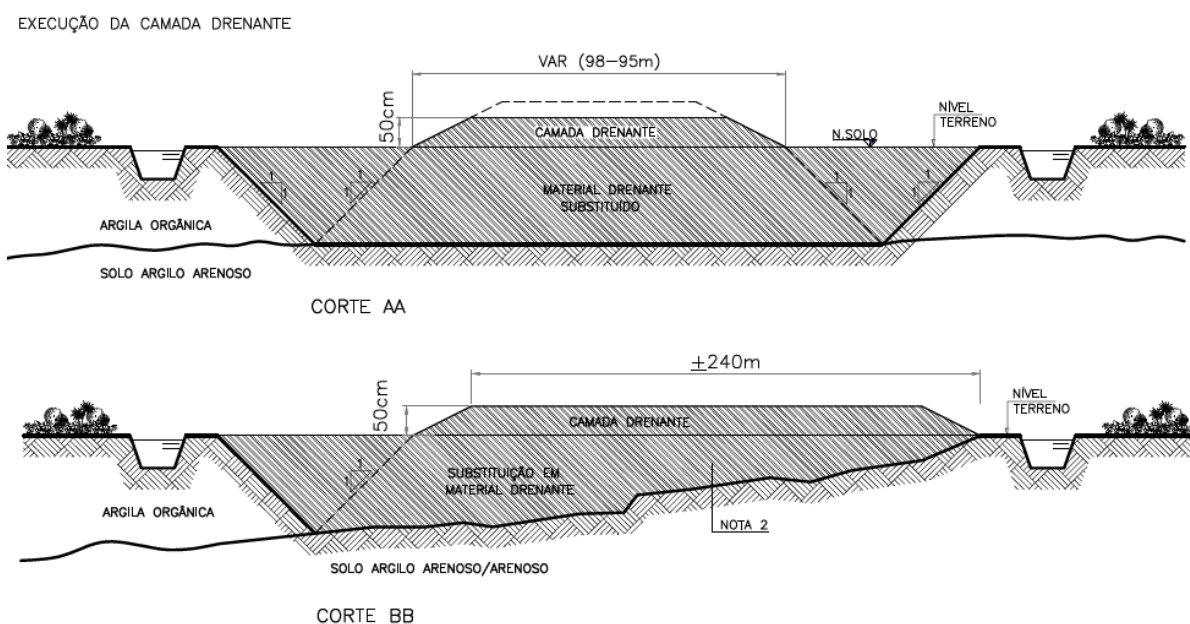


Fonte: ELETROSUL (2007).

Em seguida, realizou-se o sistema de drenagem profunda da plataforma através de dutos subterrâneos. Este sistema é formado por dutos de material granular, como brita nº 3, envelopados por uma manta drenante. Após a instalação desta rede de drenos, é realizado o

lançamento de uma camada drenante com espessura compactada de 50 centímetros em relação ao nível do solo (Figura 28). O material utilizado para esta camada pode ser rejeito de britagem, areia ou a combinação destes, desde que não haja presença de matéria orgânica ou características argilosas ou siltosas. Para a execução desta camada, foram necessários 11.580 metros cúbicos deste material.

Figura 28: Terceira fase de implantação da plataforma.



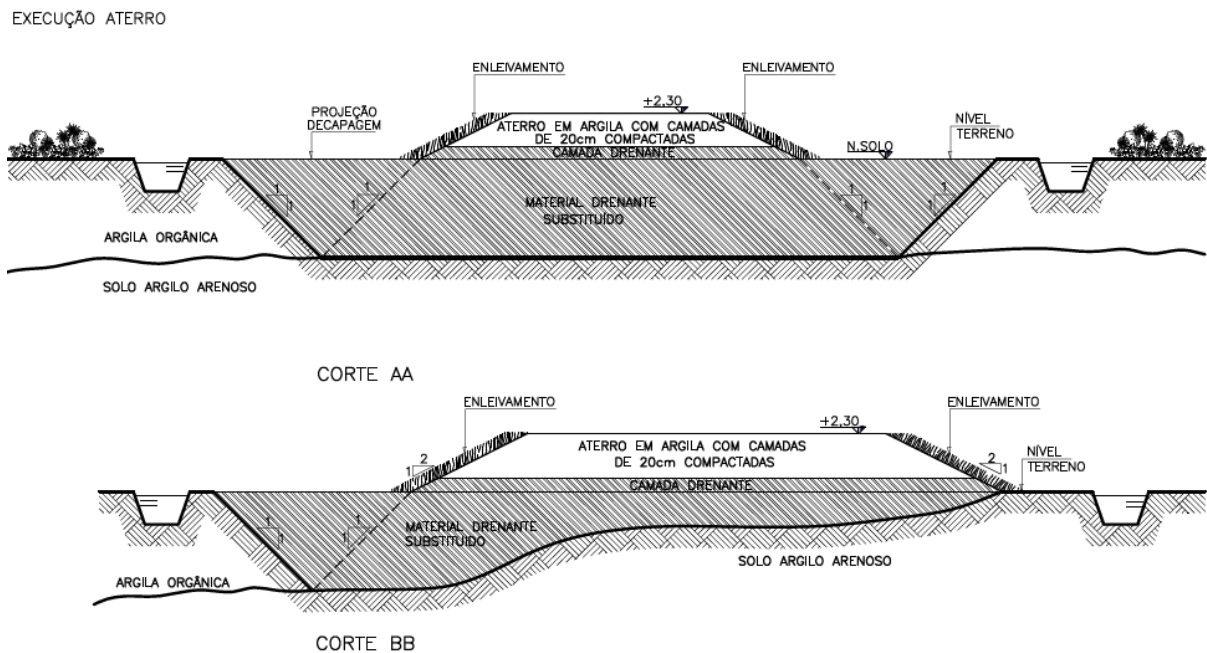
Fonte: ELETROSUL (2007).

Por fim, realiza-se o aterro com a distribuição do material em camadas uniformes de 20 a 30 cm de espessura de material solto (Figura 29). O procedimento é realizado por meio de descargas, espalhamento e compactação do material na umidade ótima, com variação de mais ou menos 3%, até que se obtenha um grau mínimo de 95% do Proctor Normal e massa específica aparente máxima seca igual a 97%. O controle de qualidade do aterro é realizado através dos seguintes ensaios: determinação da massa específica aparente *in situ*, com emprego de cilindro de cravação, ABNT NBR 9813/2016; ensaio da Compactação de solos, ABNT NBR 7182/2016; e índice de suporte Califórnia (ISC), ABNT NBR 9895/2016.

Além disso, destaca-se que o material utilizado deverá ser isento de matéria orgânica e deverá ser evitado o uso de materiais com capacidade de suporte (ISC) inferior a 12% e expansão superior a 3%.

Para a realização do aterro, foram necessários 23.918 metros cúbicos de material. A cota final do aterro é 2,30 metros em relação ao nível do solo e, desta forma, a espessura deste aterro é de 1,80 metros. Após a execução desse aterro, uma camada de brita de poucos centímetros de espessura foi disposta na superfície.

Figura 29: Quarta fase de implantação da plataforma.



Fonte: ELETROSUL (2007).

Com base nos procedimentos realizados, buscou-se associar o aterro com um solo representativo. Assim, o aterro em argila compactada foi relacionado a uma argila rija devido ao peso específico estimado em $16,0 \text{ kN/m}^3$. Este procedimento semi-empírico permite, através de correlações, determinar parâmetros e aplicá-los na estimativa da capacidade resistente do solo.

O presente método interpretará a interação solo-fundação através do modelo de molas cujas constantes serão determinadas com uso de tabelas, em concordância com a literatura apresentada, e estas serão corrigidas para as dimensões da fundação em análise.

3.3 EQUIPAMENTO, SUPORTE E CONDUTORES

3.3.1 Equipamento

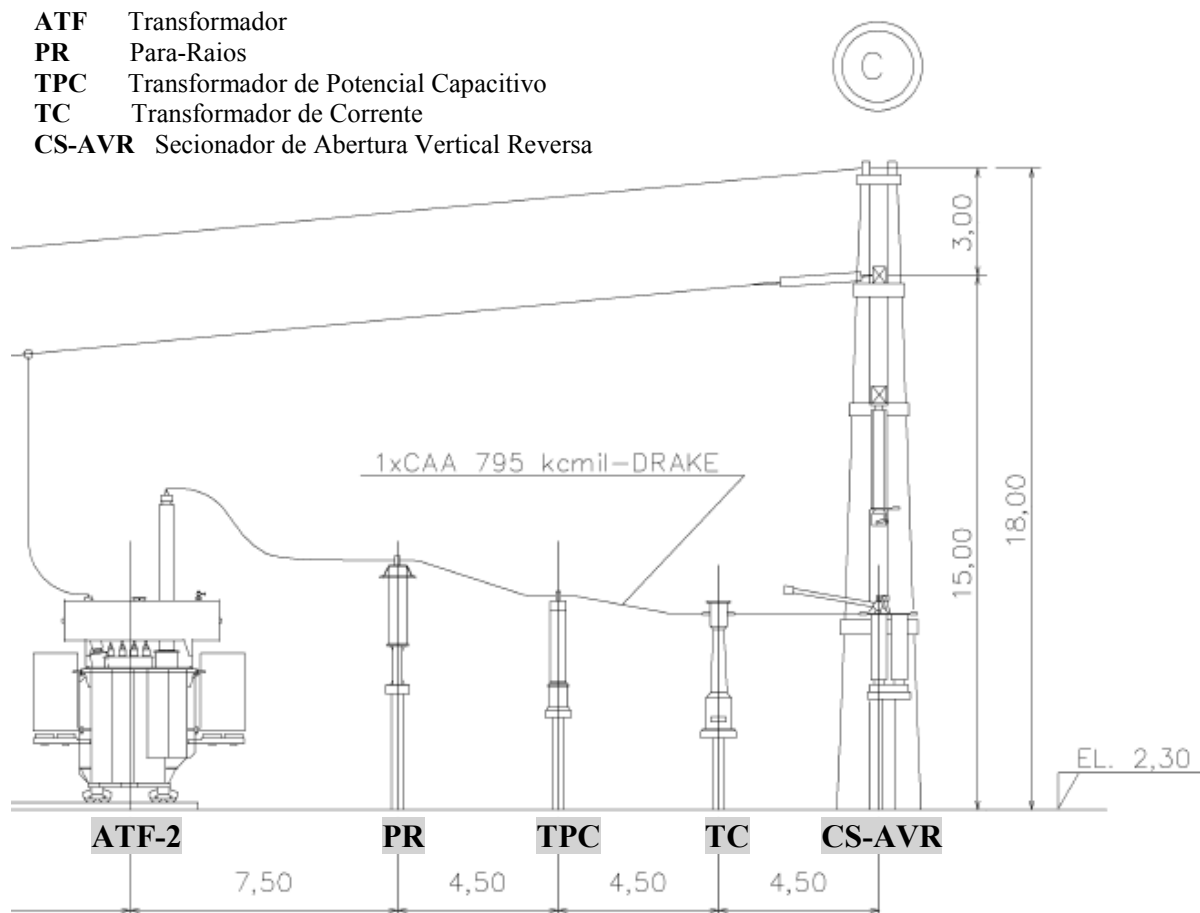
A fim de embasar o estudo, será selecionado um equipamento secundário representativo para realizar o dimensionamento geotécnico da fundação. Usualmente, os equipamentos desenvolvidos para tensões mais elevadas possuem maiores dimensões e altura mais elevadas em relação ao solo a fim de manter a segurança fase-terra. Assim, visto que a SE Desterro possui dois setores que estão submetidos a tensões diferentes, será selecionado um equipamento do setor de 230 kV.

O equipamento escolhido foi um Transformador de Potencial Capacitivo denominado TPC-5. Este equipamento faz parte da ampliação “A” da SE Desterro e está localizado próximo ao alinhamento C do setor de 230 kV (Figura 30).

Justifica-se esta escolha uma vez que TPCs são classificados como classe B de acordo com as restrições de deformação da ASCE (2008). Para esta classificação, a deformação horizontal máxima permitida para um membro vertical é o seu comprimento dividido por cem. Esta deformação limite, para um membro vertical, é a mesma para equipamentos classificados como classe A.

Duas informações do equipamento são muito importantes: o peso próprio; e a resistência no topo. A massa total do equipamento, considerando a presença de óleo isolante, é de 480 kg, equivalente a um peso de 480 kgf. Além disso, a força horizontal resistente no topo do equipamento, usualmente denominada como *cantilever*, é de 300 kgf (ELETROSUL, 2015).

Figura 30: Corte do arranjo geral do pátio de manobra, setor 230 kV.

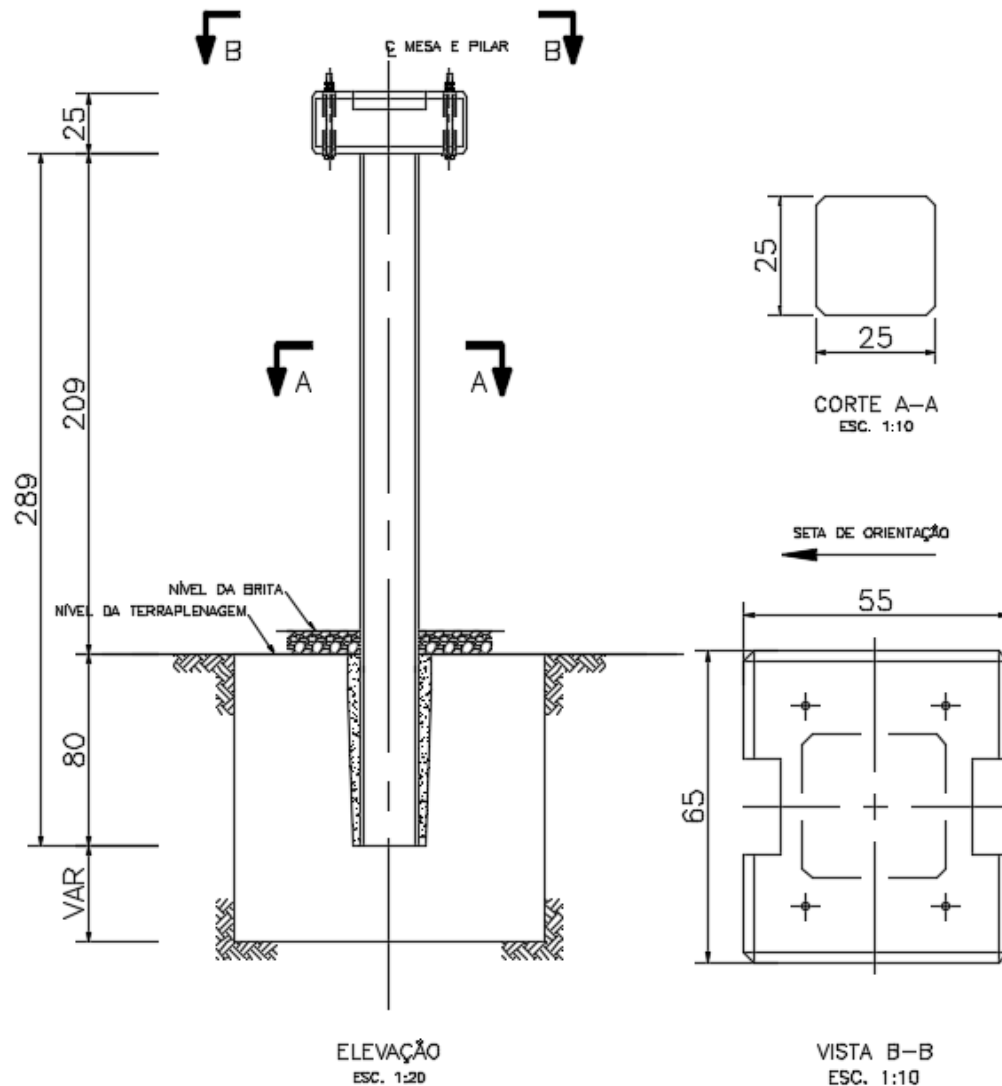


Fonte: ELETROSUL (2015).

3.3.2 Suporte

A base do equipamento é conectada ao suporte de concreto armado por meio de chumbadores metálicos fixados à mesa do suporte. As dimensões do suporte de concreto armado, composto pela mesa e pelo pilar, podem ser visualizadas na Figura 31 (ELETROSUL, 2015). Pode-se determinar, por esta figura, que a cota da base do equipamento em relação ao nível da terraplenagem é de 2.340 mm. Além disso, a distância entre fases é de 3,5 metros e será empregada no cálculo da ação de curto circuito.

Figura 31: Suporte de concreto armado, dimensões em centímetros.



Fonte: ELETROSUL (2015).

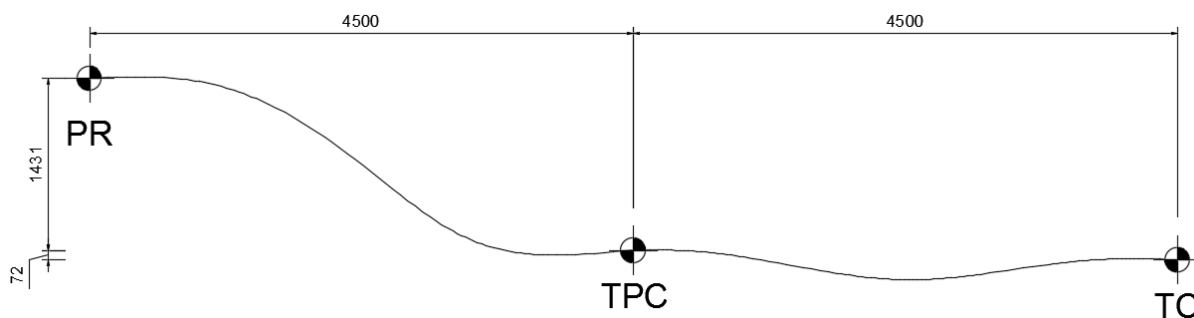
3.3.3 Condutores

Os condutores conectados ao equipamento são cabos de alumínio nu com alma de aço de bitola 795 kcmil e intitulados pelo fabricante como Drake (Figura 30). O peso especificado em catálogo deste é de 1,63 kg por metro e seu diâmetro total é de 28,13 mm (NEXANS, 2011).

A Figura 32 apresenta as distâncias horizontais e verticais entre os equipamentos adjacentes ao TPC-5 e a conformação estimada dos condutores. Salienta-se que o

dimensionamento será realizado considerando a possibilidade de potencialização da rede e, assim, dois condutores estarão conectados ao equipamento em duas faces opostas.

Figura 32: Esquema da posição dos condutores, cotas em milímetros.



Fonte: Adaptado de ELETROSUL (2015).

Entre o para-raios (PR) e o TPC, como visualizado na Figura 32, os condutores possuem uma projeção horizontal de 4.500 mm e uma projeção vertical 1.431 mm. No caso do trecho entre o TPC e o TC, os condutores possuem uma projeção horizontal de 4.500 mm e uma projeção vertical 72 mm. Visto que cada trecho contribuirá para os esforços no TPC com aproximadamente a metade da distância do trecho, considera-se que a projeção horizontal contribuinte possui 4.500 mm e a projeção vertical contribuinte possui 750 mm. Estima-se que o comprimento total do condutor será de 4.715 mm. A análise realizada foi baseada nas dimensões dos equipamentos e dos respectivos suportes (ELETROSUL, 2015).

3.4 AÇÕES E HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS

3.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes consideradas para o presente trabalho serão as provenientes do peso próprio do equipamento, cabos, suporte e fundação. Essas ações são descritas no item 2.2.1 – Ações permanentes.

Observa-se que, visto que o suporte é posicionado no centro da fundação, não será considerado o peso do suporte abaixo do nível da terraplenagem, pois este será atribuído ao peso da fundação. Além disso, o peso de conectores dos cabos, chumbadores e pequenos aparatos metálicos serão desconsiderados.

3.4.2 Ações variáveis

A composição do carregamento considerará a combinação das principais ações variáveis explanadas no capítulo 2.2.2: ação do vento; curto circuito; e esforço de cabo rompido. Esta composição é a mesma proposta pela ASCE (2008) para o dimensionamento de estruturas de SEs.

A força proveniente da ação do vento será determinada de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), incidindo no equipamento, condutores e suporte. Como o equipamento e suporte não possuem formatos constantes, estes serão discretizados em partes com formato semelhante a fim de facilitar os cálculos.

O estudo e a determinação da força provocada pela corrente de curto circuito são complexos, conforme exposto anteriormente. As normas IEC 605 (2008) e IEC 60865 (2011) apresentam fórmulas para determinar este esforço baseadas em inúmeros parâmetros e condições. A própria ASCE propõe que o assunto seja tratado especificamente por um engenheiro eletricista. Na prática, constata-se que os resultados obtidos pelos cálculos são usualmente conservadores aos observados na prática (ASCE, 2008). Desta forma, a força, em kilogramaforça, causada por esta ação será determinada de maneira prática pela Equação 56, como proposto pelo *Conseil International des Grands Réseaux Electriques* (CIGRE, 1987).

$$F = 0,0721 \frac{(I_k^n)^2}{a} L \quad \text{Equação (56)}$$

Onde:

I_k^n = Corrente inicial simétrica de curto circuito [kA];

a = Distância entre fases [m];

L = Comprimento do cabo [m].

De acordo com o discutido anteriormente, no caso de rompimento do cabo, manutenção ou instalação, a fundação deverá suportar a solicitação horizontal dos cabos que estão conectados ao equipamento. Desta maneira, a tração dos cabos, ou esforço de cabo rompido, será considerada no projeto. Será empregada uma força de 70 kgf para esta ação a fim de considerar a possibilidade de potencialização da rede. O ponto de aplicação desta será na conexão do condutor com o equipamento e perpendicular ao eixo do mesmo.

3.4.3 Hipóteses de carregamento

Como apresentado no sub-capítulo 2.3, a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites deve considerar todas as combinações de ações que possam provocar os efeitos mais desfavoráveis.

Estruturas de SEs estão submetidas a notáveis esforços horizontais e, conseqüentemente, a um significativo momento de tombamento na fundação, conforme explanado durante o decorrer do presente trabalho. Ademais, os equipamentos e estruturas devem apresentar deslocamentos e rotações limitados e, desta maneira, como exposto no sub-capítulo 2.4, a concepção da fundação é governada pelo ELS, ou seja, este é o caso mais desfavorável. Assim, a estrutura deverá limitar sua deformação horizontal em seu comprimento dividido por cem, ou seja, uma rotação de tangente de alfa igual a 0,01 (ASCE, 2008), a fim de atender todas as classes, conforme apresentado na Tabela 5.

Visto que existem diversas hipóteses de carregamento para o ELS, dependendo da frequência de ocorrência das ações, será empregada, neste trabalho, uma combinação rara em serviço. Justifica-se esta escolha, pois as ações variáveis cuja fundação será solicitada são de diferentes origens, de curta duração e com pouca probabilidade de ocorrência simultânea. Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), “os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de serviço, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura”. Além disso, a combinação rara em serviço é adequada para combinações que atuam por algumas horas durante o período de vida da estrutura. Esta é a combinação do ELS que resulta em um maior valor e, assim, esta consideração vai ao encontro da segurança.

Nessa combinação, são utilizados fatores de redução considerando que existe a probabilidade remota de que as ações variáveis atuem simultaneamente. Deste modo, toma-se uma ação variável como principal com o seu valor característico e reduzem-se os valores das demais ações multiplicando-os pelo fator de combinação correspondente (Equação 12). Os valores dos fatores de combinação ou redução “são aplicáveis para as ações usualmente consideradas nas estruturas da engenharia civil, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de materiais considerados” (ABNT NBR 8681, 2003).

O fator de redução utilizado para a combinação rara de serviço é o Ψ_1 . Contudo, constata-se que a literatura específica sobre fatores de combinação e de redução para ações em estruturas de SEs é um tanto limitada. Assim, será apresentada uma síntese das

informações encontradas. Especificamente para estruturas de SEs, no caso de uma combinação no ELU, a ASCE (2008) emprega o fator de combinação Ψ_0 igual a 0,75 para a ação de curto circuito e igual a 1,1 para a tração dos cabos. Além disso, Fusco (1981) propõe o uso do Ψ_1 igual a 0,6 para a ação do vento e para o curto circuito. A ABNT NBR 8681 (2003) apresenta valores de Ψ_1 igual a 0,3 para a pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral, e igual a 0,7 para carga acidentais em locais em geral. Com base nessas informações, foram adotados os fatores de redução para cada uma das ações variáveis consideradas, conforme pode ser visualizado na Tabela 15.

Tabela 15: Fatores de redução em função da ação considerada.

Ações variáveis	Ψ_1
Esforço devido à ação do vento (W), conforme NBR 8681 (2003)	0,30
Esforço devido ao curto circuito (SC), conforme FUSCO (1981)	0,60
Esforço devido à tração dos cabos (Tw), conforme NBR 8681 (2003)	0,70

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Utilizando a Figura 2 como base, pode-se determinar que: a ação devido ao curto circuito só atua no sentido Y; o esforço de cabo rompido só atua no sentido X; e a ação devido ao vento pode atuar em ambos os sentidos. Assim, foram estipulados os seis casos possíveis para as combinações das ações variáveis, considerando uma destas como ação variável principal (Tabela 16). Ressalta-se que estas ações não devem ser arbitrariamente somadas, pois atuam em alturas diferentes em relação ao nível do terreno e, deste modo, provocaram momentos de tombamento ao nível do terreno distintos.

As duas hipóteses selecionadas para o dimensionamento geotécnico serão aquelas que provocaram os maiores momentos ao nível do terreno no sentido X e no sentido Y. Para estas duas, serão transpostos os momentos e forças para a profundidade em que foi estabelecido o equilíbrio de esforços solicitantes e resistentes. O método Russo realiza o equilíbrio de forças e momentos ao nível do terreno, enquanto que o método de Sulzberger realiza o equilíbrio de forças na base da fundação, a dois terços de profundidade ou na metade da profundidade dependendo do comportamento do coeficiente de reação horizontal.

Tabela 16: Hipóteses de carregamento, legenda na Tabela 15.

Hipóteses	Combinações das ações não estabilizantes	
	Esforço na direção Y	Esforço na direção X
Caso 1	1,00 W + 0,60 SC	0,7 Tw
Caso 2	1,00 SC + 0,30 W	0,7 Tw
Caso 3	0,30 W + 0,60 SC	1,0 Tw
Caso 4	0,60 SC	1,0 W + 0,7 Tw
Caso 5	1,00 SC	0,3 W + 0,7 Tw
Caso 6	0,60 SC	0,3 W + 1,0 Tw

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Além disso, para ambas as combinações, haverá forças e momentos em planos perpendiculares e, assim, a fundação será dimensionada para os momentos e forças resultantes. Contudo, no caso do bloco de seção quadrada, esta resultante, que não está perpendicular às faces, será aplicada em uma das faces. Esta simplificação não causará um superdimensionamento e nem um risco a segurança. Não representará um risco a segurança, pois ocorre um acréscimo na resistência ao tombamento caso o momento não ocorra perpendicular a uma das faces, até atingir a resistência máxima com o ângulo de 45°, conforme se pôde concluir da Tabela 12. A fundação não será superdimensionada, uma vez que as resultantes não possuirão valores muito maiores que aqueles aplicados no plano que já possui os maiores esforços.

Para cada um dos estados limites, deve-se realizar uma combinação distinta dos carregamentos. Entretanto, serão empregadas as tensões aplicadas ao solo no ELS para o caso da verificação do ELU. Supondo que as tensões aplicadas ao solo são diretamente proporcionais aos esforços solicitantes, esta medida está a favor da segurança, pois essas tensões aplicadas ao solo serão maiores as que são realmente aplicadas no ELS devido ao coeficiente de segurança de 1,5, conforme será exposto a seguir. Pode-se citar como exemplo, a minoração das cargas majoradas por fatores de segurança em 1,5 para obtenção das cargas reais atuantes (FURNAS, 2009).

3.5 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Com objetivo de realizar o dimensionamento geotécnico da fundação utilizando os parâmetros e peculiaridades descritos, elaborou-se uma planilha eletrônica com emprego do *software Excel* para o método de Sulzberger e o método Russo. Conforme pode ser visualizado na Tabela 17, desenvolveu-se esta planilha em função dos seguintes parâmetros iniciais: coeficientes de reação, horizontal e vertical; e dimensões da fundação. Além desses, as ações atuantes foram aplicadas a fundação através das hipóteses de carregamento. Desta maneira, a partir da alteração gradual desses dados iniciais, ou seja, um processo iterativo, foi possível otimizar o dimensionamento buscando atender os coeficientes de segurança, que serão explanados a seguir.

Adotou-se uma largura e um diâmetro inicial de um metro com o intuito de haver espaço suficiente para que a fundação receba o pilar de suporte do equipamento. Além disso, por se tratar de uma fundação direta inserida no corpo do aterro, limitou-se em 1,50 metro a profundidade da fundação a fim de que o comportamento da mesma seja governada pela camada de argila compactada, presente até 1,80 metro de profundidade.

Sabe-se que um incremento na profundidade da fundação provoca um maior aumento na resistência ao tombamento em comparação com o mesmo incremento na largura. Desta forma, buscou-se aumentar primeiramente a profundidade da fundação até atingir a profundidade máxima proposta e, posteriormente, aumentar a largura ou diâmetro.

Tabela 17: Parâmetros iniciais de entrada.

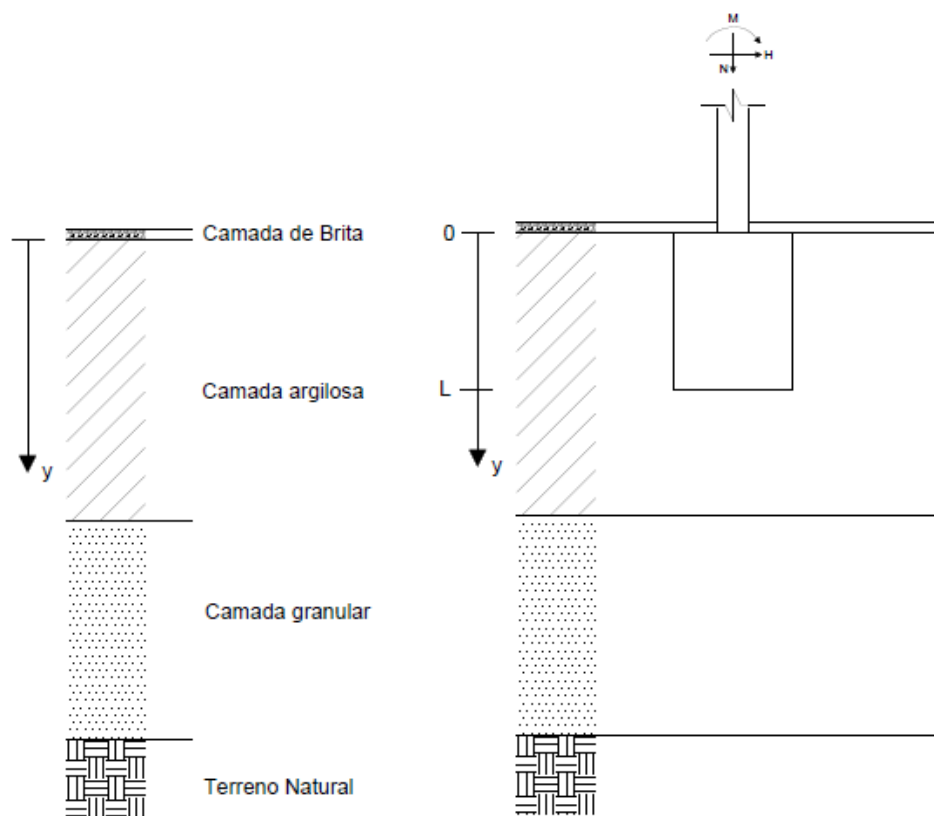
Diâmetro ou largura(m)	xx
Kv (kgf/cm ³)	xx
Kh (kgf/cm ³)	xx
Profundidade Fundação (m)	xx

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Ainda neste capítulo, serão abordadas pequenas adaptações que foram utilizadas nos métodos e empregadas na planilha de dimensionamento com o objetivo de adaptar os métodos para as peculiaridades do estudo de caso. Ressalta-se também que a maior parte das fórmulas utilizadas para realizar a planilha foram as equações apresentadas no sub-capítulo 2.6. Além disso, certificou-se que a planilha fornece resultados confiáveis através da aferição dos resultados com exemplos apresentados nos métodos e resolução manual das equações.

Conforme exposto anteriormente, o presente trabalho trata-se do dimensionamento geotécnico de fundações rígidas e diretas e, desta forma, a fundação possuirá sua base apoiada em uma cota próxima à superfície. As camadas de solo presentes neste estudo de caso e, também, a cota “L” da base da fundação podem ser visualizadas na Figura 33. Pelo processo de compactação aplicado, pode-se associar a camada argilosa do aterro com uma argila rijas. Assim, será considerado que o coeficiente de reação horizontal é constante com a profundidade, ou seja, o módulo de deformabilidade é aproximadamente independente da profundidade.

Figura 33: Perfil do solo em relação a fundação.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Os dois métodos, Sulzberger e Russo, pressupõe que a fundação é suficientemente rígida e capaz de admitir inclinações sem sofrer flexão. Para averiguar a rigidez do elemento de fundação, será empregada a Equação 1 para determinar a rigidez relativa da fundação em relação ao solo. A fundação será considerada rígida quando o produto da rigidez relativa pelo comprimento for menor que π , conforme visto no item 2.1.2.

3.5.1 Método de Sulzberger

O método de Sulzberger possui as fórmulas demonstradas para o coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade. Considerando o coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade, podem ser determinadas as fórmulas com base no momento de inércia da superfície de carga. Para um bloco de seção quadrada, determinou-se o momento de inércia da superfície de carga e o momento de engastamento para o primeiro (Equação 57) e segundo estágio (Equação 58). Nota-se que a relação do primeiro estágio para o segundo é de um para quatro.

$$J_s = \frac{K_h b t^3}{3} \tan \alpha = M_s \quad \text{Equação (57)}$$

$$J_s = \frac{K_h b t^3}{12} \tan \alpha = M_s \quad \text{Equação (58)}$$

A fim de determinar a tangente do ângulo (Equação 60) que provoca a passagem do primeiro estágio para o segundo, ou seja, do nível de rotação da base até metade da fundação, igualou-se o momento de engastamento do primeiro estágio com a resultante do atrito com o solo multiplicada pela distância (Equação 59). Esta resultante está localizada a um terço de profundidade da fundação, pois trata-se de um coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade e as tensões provocadas ao solo terão formato de um triângulo reto invertido devido ao nível de rotação estar na base.

$$M_s = \frac{K_h b t^3}{3} \tan \alpha = R \frac{2 t}{3} \quad \rightarrow \quad R = \frac{K_h b t^2}{2} \tan \alpha \quad \therefore \quad R = \mu G \quad \text{Equação (59)}$$

$$\tan \alpha = \frac{2 \mu G}{K_h b t^2} \quad \text{Equação (60)}$$

Onde:

μ = Coeficiente de atrito entre solo e fundação;

G = Esforço vertical aplicado ao solo;

b = Largura da bloco paralelo ao momento aplicado;

d = Diâmetro do tubulão;

t = Profundidade do bloco em relação ao nível do terreno;

K_h = Coeficiente de reação horizontal.

Da mesma forma que realizado para um bloco de seção quadrada, pode-se determinar os mesmos parâmetros para o caso de um tubulão curto, conforme pode ser visualizado nas Equações 61, 62 e 63.

$$M_s = \frac{K_h b t^3}{4,4} \tan \alpha \quad \text{Equação (61)}$$

$$M_s = \frac{K_h b t^3}{17,6} \tan \alpha \quad \text{Equação (62)}$$

$$\tan \alpha = \frac{2,93 \mu G}{K_h b t^2} \quad \text{Equação (63)}$$

As fórmulas apresentadas acima são válidas para o cálculo do momento de engastamento lateral do solo. Essas fórmulas podem ser utilizadas para o dimensionamento do presente caso.

Além disso, conforme exposto por Sulzberger, a passagem do primeiro para o segundo estágio ocorre, usualmente, de maneira gradual, como pode ser visualizado na Figura 18. Assim, desenvolveu-se a Equação 64 a fim de ajustar à passagem do primeiro para o segundo caso com segurança. Esta equação é descrita em função do ângulo alfa, que é o ângulo de passagem do primeiro para o segundo estágio para o momento de engastamento lateral. Além disso, considerou-se a inclinação limite de tangente de alfa igual 0,01 a fim de atender as prescrições da ASCE (2008) para membros verticais (Tabela 5).

$$M_s = \left[\left(\frac{0,01 - \tan \alpha}{0,01} - 1 \right) M_{s2^\circ} + M_{s1^\circ} \right] \frac{\tan \alpha}{0,01} + M_{s2^\circ} \quad \text{Equação (64)}$$

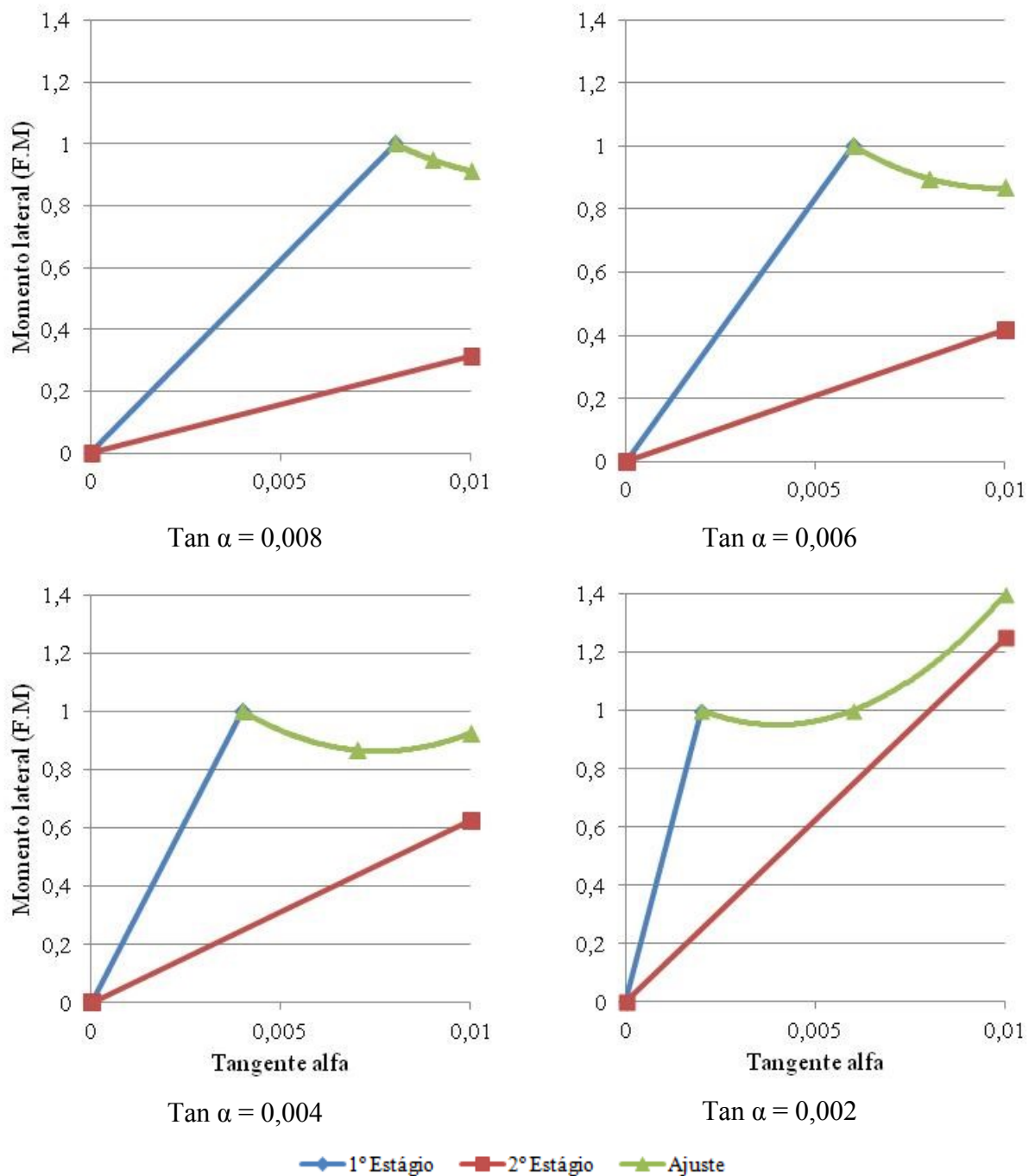
Onde:

M_{s1° = Momento de engastamento lateral do primeiro estágio usando $\tan \alpha$;

M_{s2° = Momento de engastamento lateral do segundo estágio usando $\tan \alpha = 0,01$.

Para um momento de engastamento lateral unitário, uma relação entre o primeiro e o segundo estágio para diversas tangentes de alfa pode ser observada na Figura 34.

Figura 34: Curva de ajuste entre primeira e segunda fase com relação de um para quarto aplicado para diferentes valores de tangente de alfa.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Se a passagem de um estágio para o outro for brusca, o momento de engastamento lateral diminuirá ao terço ou ao quarto, segundo Sulzberger (1945). Como as principais ações variáveis que estão submetidas a fundação são dinâmicas e curtas, como é o caso do vento e do curto circuito, a equação adotada está a favor da segurança em comparação com a Figura

18. Nota-se também que para tangentes de alfa próximas de 0,01, o momento lateral diminui em até 15%, e quanto menor o valor de tangente de alfa, mais próximo estará do momento de engastamento lateral do segundo estágio. Assim, a Equação 64 atende, tecnicamente, aos princípios do método e é capaz de ajustar satisfatoriamente a curva.

Para o momento devido à reação do solo na base, serão empregadas as mesmas fórmulas apresentadas na Tabela 12, pois, para ambos os casos, o coeficiente de reação vertical em toda a base da fundação é constante.

3.5.2 Método Russo

Da mesma maneira que realizado para o método de Sulzberger, serão desenvolvidas as fórmulas considerando o coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade para o método Russo. Primeiramente, realizar-se-á as deduções para o caso de um tubulão curto. Assim, para um deslocamento horizontal unitário, pode-se determinar a força horizontal resistente (Equação 65) e o momento resistente em relação ao nível do solo (Equação 66).

$$X = -K_h L D_f \quad \text{Equação (65)}$$

$$M_0 = K_h \frac{L^2}{2} D_f \quad \text{Equação (66)}$$

No caso da rotação unitária, a força horizontal resistente e o momento resistente em relação ao nível do solo são apresentados nas Equações 67 e 68, respectivamente.

$$X = \int_0^L \sigma_{h1} D_f dy = \int_0^L K_h D_f y dy = K_h D_f \frac{L^2}{2} \quad \text{Equação (67)}$$

$$M_0 = \int_0^L -\sigma_h D_f y dy = \int_0^L -K_h D_f y^2 dy = -K_h D_f \frac{L^3}{3} \quad \text{Equação (68)}$$

Realizando-se o somatório das forças horizontais igual à zero e somatório dos momentos igual à zero, podem ser obtidas as fórmulas para o cálculo do deslocamento horizontal (Equação 69) e do ângulo de rotação (Equação 70).

$$\sum X = 0 = -\Delta X [K_h L D_f] + \left[K_h D_f \frac{L^2}{2} \right] \varphi + H$$

$$\Delta X = \frac{L \varphi}{2} + \frac{H}{K_h L D_f} \quad \text{Equação (69)}$$

$$\sum M_0 = 0 = M + \left[K_h \frac{L^2}{2} D_f \right] \Delta X - \left[K_h D_f \frac{L^3}{3} + K_v A_b \frac{D_b^2}{16} \right] \varphi$$

$$\varphi = \frac{\left[M + \left(K_h \frac{L^2}{2} D_f \right) \Delta X \right]}{K_h D_f \frac{L^3}{3} + K_v A_b \frac{D_b^2}{16}} \quad \text{Equação (70)}$$

Obtido os valores de rotação e deslocamento, pode-se determinar a tensão lateral ao longo da profundidade “y” (Equação 71).

$$\sigma_h = -K_h \Delta x + K_h y \varphi \quad \text{Equação (71)}$$

No caso do deslocamento unitário vertical, não há variação das fórmulas, pois o coeficiente de reação vertical permanece constante em toda a base da fundação e, igualmente, a tensão na base é determinada da mesma forma que explanado.

As fórmulas apresentadas anteriormente são válidas para o caso de um tubulão curto. Para o caso de um bloco de seção quadrada, há necessidade de substituir somente o termo de resistência da base circular para a base quadrada, conforme proposto por Rocha (1992).

3.5.3 Coeficiente de Segurança

De forma geral, o coeficiente de segurança pode ser determinado realizando a análise apresentada para a perda de equilíbrio do corpo rígido, como exposto na ABNT NBR 8681 (2003).

$$\text{coeficiente de segurança} \geq \frac{\text{ações estabilizantes}}{\text{ações não estabilizantes}}$$

Deverão ser analisados principalmente dois cenários: o primeiro para garantir a segurança ao ELS, caso que governa o dimensionamento das fundações estudadas no presente trabalho; e o segundo para avaliar se segurança ao ELU atende os coeficientes mínimos de segurança.

A fim de assegurar a segurança ao ELS, será empregado um coeficiente de segurança igual a 1,5 em relação ao método empregado, conforme sugerido por SULZBERGER (1945). ASCE (2008) e VELLOSO e LOPES (2010) apontam que, caso seja empregado o ELS para o dimensionamento, deve-se majorar as ações que atuam na estrutura e fundação, conforme

apresentado no item 2.4.2. Desta forma, coeficiente de segurança 1,5 ao ELS é empregado a fim de majorar os esforços e minorar as resistências.

Para o ELU, deverão ser verificadas as tensões aplicadas na base em relação à tensão admissível do solo, em concordância com o procedimento apresentado na ABNT NBR 6122 (2010). Neste caso, a tensão máxima aplicada ao solo deverá ser menor que a tensão admissível. Além disso, devido aos pequenos esforços verticais em relação aos esforços horizontais, deverá ser verificada a segurança de estabilidade lateral, ou seja, contra a ruptura lateral. Para isto, será empregado o método de Sherif (1974 apud TIMERMAN, 1980) que propõe calcular a diferença entre empuxo passivo e ativo em relação às tensões aplicadas. De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), caso o empuxo passivo seja considerado, deve-se aplicar um coeficiente de segurança mínimo de 2,0.

Para cada tipo de fundação, tubulão curto ou bloco de seção quadrada, utilizou-se as mesmas dimensões de fundação com o intuito de comparar os coeficientes de segurança obtidos pelas tensões transferidas ao solo. Caso as dimensões fossem diferentes, as tensões no solo seriam distintas e uma comparação do coeficiente de segurança para dimensões diferentes não seria adequado.

4 RESULTADOS

4.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Devido as características geotécnicas apresentadas no sub-capítulo 3.2, associou-se a camada inicial de solo a uma argila rija, presente até a profundidade de 1,80 metro em relação ao nível da terraplenagem. Assumindo que essa camada possui características de uma argila rija, foi selecionado um coeficiente de reação vertical k_{s1} de 2,6 kgf/cm³, por meio da Tabela 6, para uma placa quadrada de um pé de largura. Esse coeficiente será utilizado como parâmetro base para estimar os coeficientes de reação vertical e horizontal. Assim, estes devem ser corrigidos em concordância com as dimensões reais da fundação. Para isso, foram empregadas as Equações 16 e 26, que são propostas por Terzaghi (1955), para o coeficiente de reação vertical e para o coeficiente de reação horizontal, respectivamente. Os resultados obtidos foram expressos em função da largura da fundação (Equações 72 e 73). No caso do tubulão curto, que possui uma seção circular, será empregado o diâmetro ao invés da largura da fundação.

$$k_v = 2,6 \frac{30,48}{B} = \frac{79,25}{B} \text{ kgf/cm}^3 \quad \text{Equação (72)}$$

$$k_h = 2,6 \frac{30,48}{1,5 \cdot B} = \frac{52,83}{B} \text{ kgf/cm}^3 \quad \text{Equação (73)}$$

Os demais parâmetros do solo foram adotados a fim de estimar o comportamento dessa camada de argila rija com base em correlações com tabelas e informações fornecidas no trabalho de Souza (2006). Estes parâmetros (Tabela 18) são fundamentais para se determinar o coeficiente de segurança lateral no ELU através do método de Sherif. Para averiguar a segurança na base da fundação no ELU, será considerada uma tensão admissível de 1,0 kgf/cm², equivalente a 100 kPa, de acordo com a literatura especializada.

Tabela 18: Parâmetros de cálculo para a camada de argila rija.

Espessura da camada (m)	1,80
Peso específico γ (kN/m ³)	16,0
Ângulo de atrito efetivo ϕ' (°)	20,0
Intercepto de coesão c' (kPa)	10,0
Coeficiente de Empuxo Ativo K_a	0,45
Coeficiente de Empuxo Passivo K_p	2,75

Fonte: Adaptado de Souza (2006) e de Marzionna et al. (1998).

4.2 AÇÕES E HIPÓTESES DE CARREGAMENTOS

4.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes consideradas foram aquelas devido aos pesos próprios do equipamento, suporte e condutores, conforme pode ser visualizado na Tabela 19. Salienta-se que a fração do peso próprio do pilar que está abaixo do nível de terraplenagem não foi considerada, uma vez que esta parcela será incluída como o peso próprio da fundação.

Tabela 19: Ações permanentes devido aos pesos próprios.

Origem	Peso kN
Equipamento: TPC-5	4,80
Mesa (Suporte)	2,25
Pilar (Suporte)	3,27
Condutores	0,31
Total	10,62

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Será considerado que essas cargas estão aplicadas exatamente no eixo vertical da fundação e não provocarão um efeito de segunda ordem relevante na estabilidade da fundação.

4.2.2 Ações variáveis

A ação do vento foi considerada atuando no sentido “x” ou “y” sobre o equipamento, suporte e condutores (Figura 35). Conforme já exposto, discretizou-se a ação do vento em partes com dimensões e formatos semelhantes, que foram denominadas de acordo ao apresentado na Figura 35.

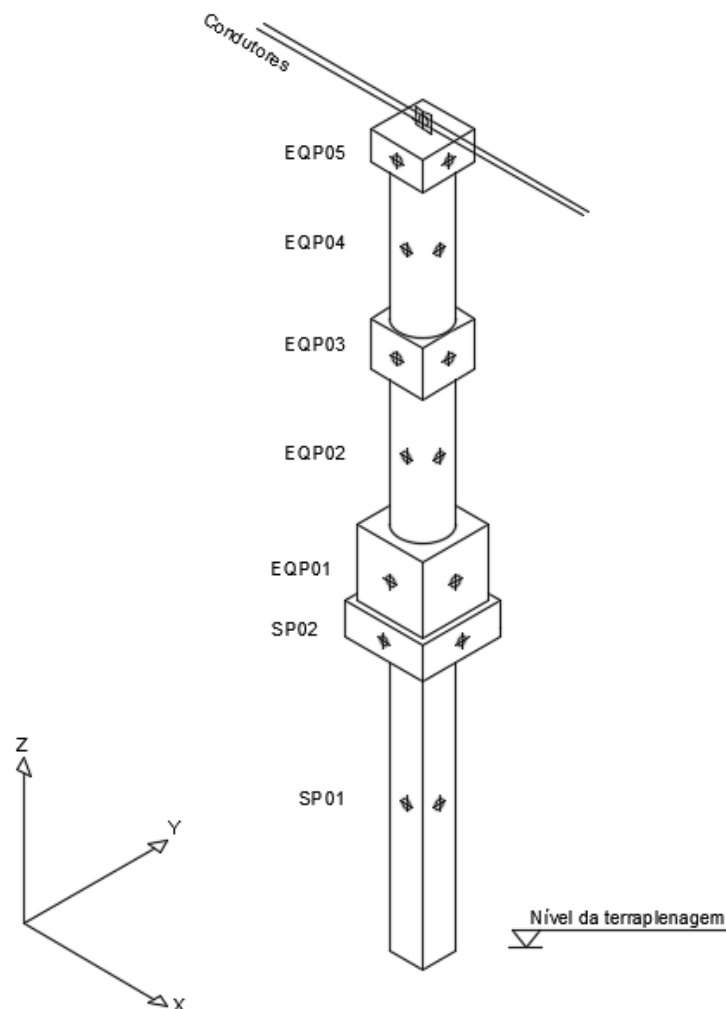
Foi empregado, principalmente, o capítulo sobre barras prismáticas de comprimento infinito, utilizando o produto de um fator k pelo coeficiente de arrasto para barras finitas (ABNT NBR 6123, 1988).

Para os condutores, foi utilizado o capítulo específico para fios e cabos cuja relação comprimento sobre diâmetro é maior que 60, que é válido para o presente caso. Além disso,

considerou-se que os condutores são formados por cabos torcidos de fios grossos. Observa-se também que no sentido “y” foi considerado a área de somente um condutor, constituída pelo produto do comprimento total pelo diâmetro, uma vez que os condutores são paralelos e próximos. No sentido “x”, considerou-se a área formada pelo produto do diâmetro pela projeção vertical de dois condutores.

O desenvolvimento dos cálculos pode ser visualizado no Apêndice A do presente trabalho. Um quadro resumo dos esforços resultantes da ação do vento é apresentado na Tabela 20.

Figura 35: Discretização em partes semelhantes do equipamento e suporte.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 20: Ação do vento nos sentidos “x” ou “y” no equipamento, suporte e condutores.

Seção	F _x kN	F _y kN	Altura m	M _x kN.m	M _y kN.m
SP01	0,961	0,961	1,045	1,00	1,00
SP02	0,247	0,247	2,215	0,55	0,55
EQP01	0,414	0,414	2,592	1,07	1,07
EQP02	0,274	0,274	3,361	0,92	0,92
EQP03	0,224	0,224	4,048	0,91	0,91
EQP04	0,278	0,278	4,736	1,32	1,32
EQP05	0,161	0,161	5,373	0,87	0,87
Condutores	0,063	0,198	5,571	1,10	0,35
Total	2,623	2,758		7,74	6,99

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Caso o vento atue no sentido “x”, provocará uma força total de 2,623 kN a uma altura equivalente de 2,655 metros, resultando em um momento de tombamento de 6,99 kN.m no nível da terraplenagem. Caso o vento atue no sentido “y”, provocará uma força total de 2,758 kN a uma altura equivalente de 2,807 metros, resultando em um momento de tombamento de 7,74 kN.m no nível da terraplenagem.

O esforço de curto circuito foi determinado considerando uma corrente inicial simétrica de 40 kA, uma distância entre fases de 3,5 metros e o comprimento total de 4,715 do contutor. Assim, através da Equação 56, foi possível estimar a força devido o curto circuito em 1,55 kN e aplicado a uma altura de 5,571 metros, resultando em um momento de tombamento igual a 8,64 kN.m no nível da terraplenagem.

No caso do esforço de cabo rompido, considerou-se uma força de 70 kgf, equivalente a 0,7 kN, aplicada a 5,571 metros de altura em relação ao nível da terraplenagem, resultando em um momento de tombamento igual a 3,90 kN.m.

4.2.3 Hipóteses de carregamento

A partir da combinação das ações permanentes e variáveis, foi possível realizar as hipóteses de carregamento da fundação que foram apresentadas na Tabela 16. Os resultados destas combinações podem ser visualizados na Tabela 21.

Dos seis casos analisados, os dois casos que resultaram em maiores momentos de tombamento, no nível da terraplenagem, no sentido “x” e “y”, foram os casos 1 e 4 (Tabela 22).

Tabela 21: Resultado das Hipóteses de Carregamento no nível da terraplenagem.

Hipóteses	Fz kN	Fx kN	Fy kN	Mx kNm	My kNm
Caso 1	-10,62	0,49	3,69	12,92	2,73
Caso 2	-10,62	0,49	2,38	10,96	2,73
Caso 3	-10,62	0,70	1,76	7,51	3,90
Caso 4	-10,62	3,11	0,93	5,18	9,72
Caso 5	-10,62	1,28	1,55	8,64	4,83
Caso 6	-10,62	1,49	0,93	5,18	6,00

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 22: Casos mais desfavoráveis no nível da terraplenagem.

Hipóteses	Fz kN	Fx kN	Fy kN	Mx kNm	My kNm
Caso 1	-10,62	0,49	3,69	12,92	2,73
Caso 4	-10,62	3,11	0,93	5,18	9,72

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Conforme explicado no capítulo anterior, estes esforços devem ser aplicados em diferentes profundidades, conforme o método utilizado. Assim, os momentos apresentados na Tabela 22 poderão sofrer incremento em seu valor. Além disso, será empregada a resultante das forças e dos momentos a fim de dimensionar a fundação para o caso mais desfavorável.

4.3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Por meio da planilha eletrônica elaborada, foi possível determinar as dimensões do tubulão curto e do bloco de seção quadrada atendendo os coeficientes de segurança propostos para ambos os métodos. Desta maneira, a seguir, serão apresentados os cálculos, resultados e gráficos resultantes do dimensionamento geotécnico.

4.3.1 Tubulão curto

Se a fundação for construída como um tubulão curto, os resultados obtidos no dimensionamento geotécnico, para as dimensões e os coeficientes de reação, podem ser visualizados na Tabela 23.

Tabela 23: Resultados - dimensões e coeficientes de reação para um Tubulão curto.

Diâmetro (m)	1,30
Coeficiente de reação vertical - K_v (kgf/cm ³)	0,61
Coeficiente de reação horizontal - K_h (kgf/cm ³)	0,41
Profundidade Fundação (m)	1,50

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Constatou-se que a fundação pode ser considerada relativamente rígida quando submetida a esforços transversais, pois o produto da rigidez relativa pelo comprimento é de 0,20, ou seja, inferior a π . Além disso, o peso próprio da fundação é de 45,8 kN, totalizando aproximadamente 1,75 m³ de concreto.

4.3.1.1 Método de Sulzberger

Para o emprego do método de Sulzberger, foram utilizadas as Equações 61, 62 e 63 para o cálculo do momento de engastamento lateral e as equações apresentadas na Tabela 12 para o momento devido à base. Os resultados obtidos a partir do método de são apresentados na Tabela 24.

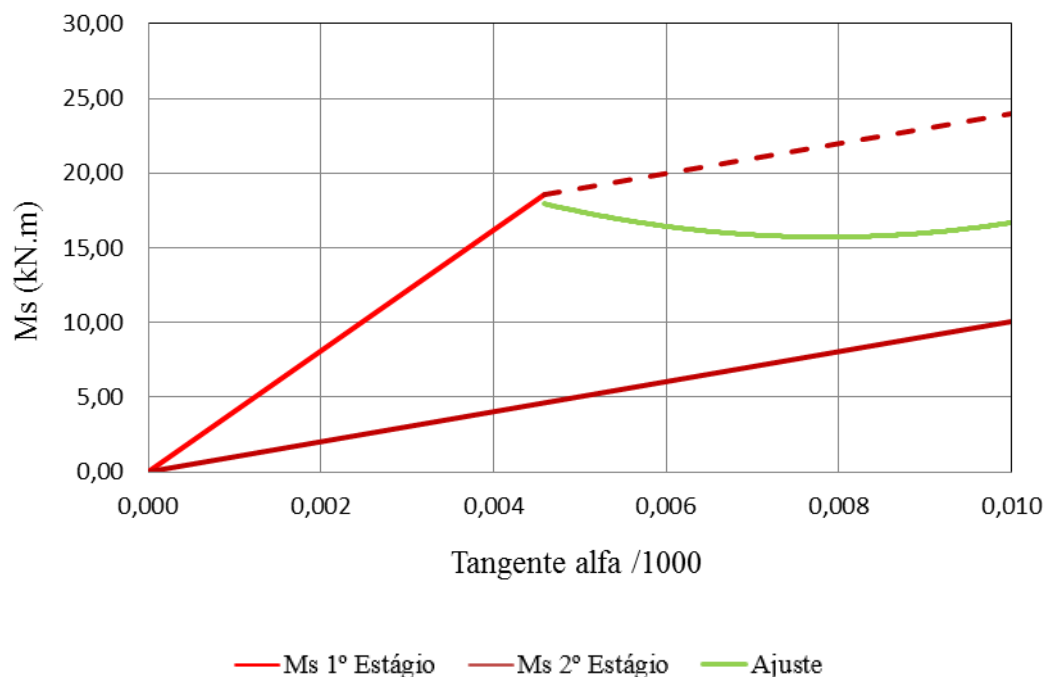
Tabela 24: Resultados dos cálculos para o tubulão curto, Método de Sulzberger.

	Tan α	0,0046
Momento de Engastamento Lateral	M_s 1º Estágio (Tan α) [kN.m]	18,55
	M_s 2º Estágio (0,01) [kN.m]	10,10
Momento devido à base	Tan α	>0,010
	M_s 1º Estágio (0,01) [kN.m]	8,55

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Observa-se que, para o momento de engastamento lateral, a tangente do ângulo que provoca a mudança do primeiro para o segundo estágio é inferior a 0,01. Assim, indicando que o nível de rotação da fundação está na metade da profundidade da fundação, pois o coeficiente de reação horizontal é constante com a profundidade. Para ajustar essa passagem do primeiro para o segundo estágio, empregou-se a Equação 64, resultando no comportamento apresentado na Figura 36.

Figura 36: Curva de ajuste entre o primeiro e segundo estágio – Tubulão curto.

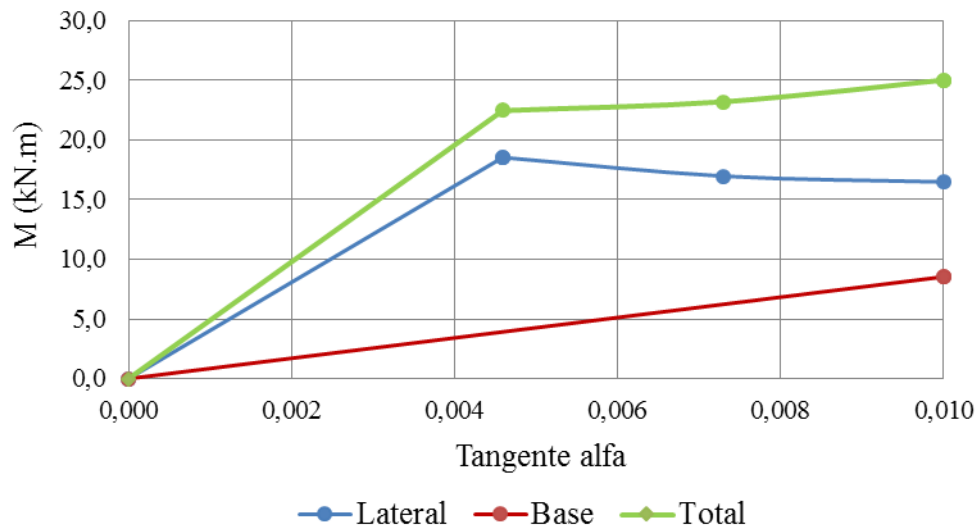


Fonte: Elaborado pelo Autor.

No caso da base da fundação, a tangente do ângulo que provoca a mudança do primeiro para o segundo estágio foi superior a 0,01 e, por conseguinte, indicando que toda a base da fundação repousa no solo.

Somando-se as parcelas resistentes, lateral e base, para consecutivos tangentes de alfa, foi possível realizar o gráfico apresentado na Figura 37. Assim, para uma tangente de alfa limite de 0,01, obteve-se um momento resistente de 25,03 kN.m.

Figura 37: Momento resistente para tubulão curto - Método de Sulzberger.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

O coeficiente de segurança pôde ser determinado pela relação entre momento resistente e momento solicitante. Visto que o nível de rotação está localizado na metade da profundidade, os esforços solicitantes da Tabela 22 devem ser ajustados, conforme pode ser visto na Tabela 25. Realizando a resultante dos momentos em cada caso, obteve-se um momento de tombamento de 15,99 kN.m para o caso mais desfavorável. Portanto, o coeficiente de segurança é de 1,57.

Tabela 25: Casos mais desfavoráveis na metade da profundidade da fundação.

Hipóteses	Fz kN	Fx kN	Fy kN	Mx kNm	My kNm
Caso 1	- 56,42	0,49	3,69	15,69	3,10
Caso 4	- 56,42	3,11	0,93	5,88	12,05

Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.3.1.2 Método Russo

No dimensionamento geotécnico do tubulão curto pelo método Russo, o equilíbrio de forças é realizado ao nível da fundação. Desta forma, foram determinados os esforços resultantes para os casos mais desfavoráveis, apresentados na Tabela 22, e selecionou-se o

caso que provocará um maior momento de tombamento à fundação. Este resultado pode ser visualizado na Tabela 26.

Tabela 26: Esforços resultantes para o caso mais desfavorável.

Esforço Normal (kN)	- 56,42
Esforço Horizontal (kN)	3,72
Momento (kN.m)	13,21

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A fim de determinar o momento resistente para uma tangente de alfa limite de 0,01, empregou-se a Equação 70, substituindo o deslocamento horizontal pela Equação 69. Os deslocamentos vertical e horizontal foram determinados pelas Equações 41 e 69, respectivamente. Os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 27.

Através da relação entre o momento resistente e solicitante, foi obtido um coeficiente de segurança igual a 1,56.

Tabela 27: Resultado dos cálculos para tubulão curto - Método Russo.

Momento Resistente (kN.m)	20,62
Deslocamento horizontal (m)	0,008
Deslocamento vertical (m)	0,007
Tan α	0,010

Fonte: Elaborado pelo Autor.

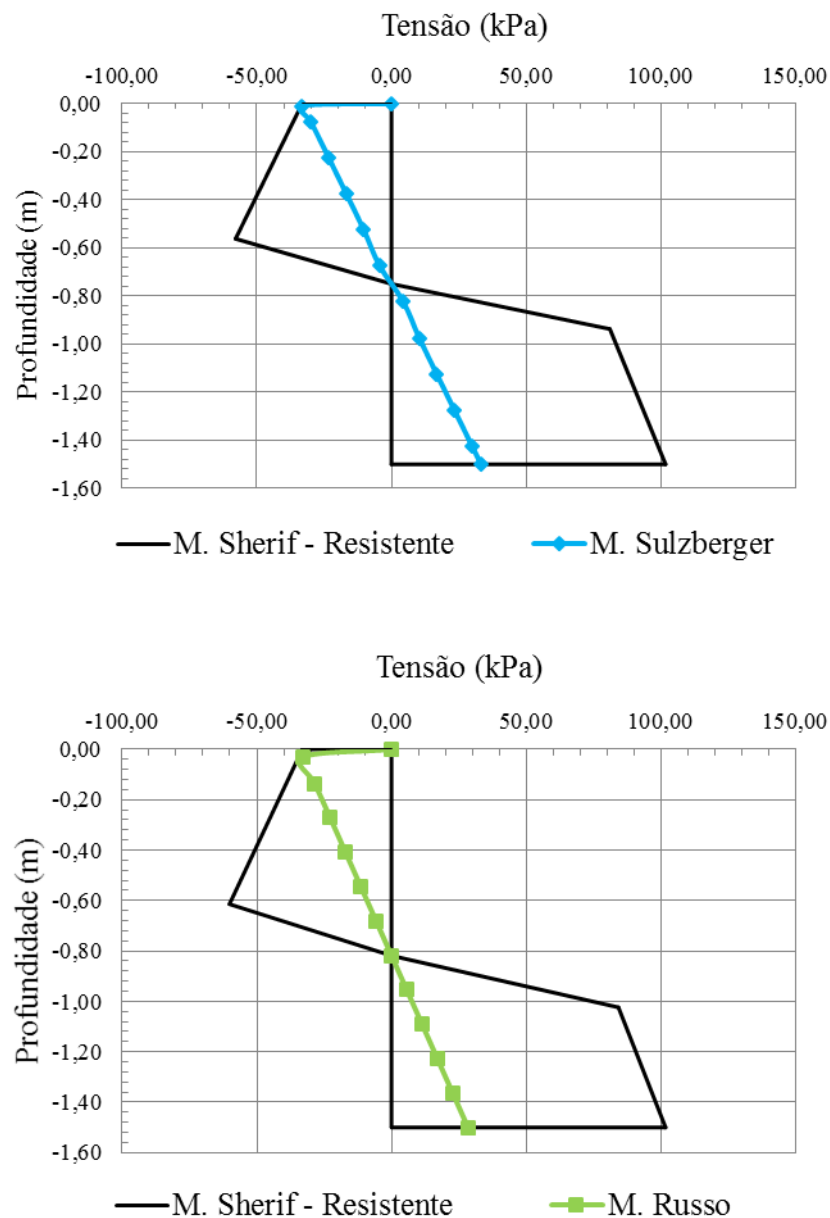
4.3.1.3 Coeficiente de Segurança

As tensões provocadas ao solo tanto na lateral quanto na base foram determinadas pelo Método de Sulzberger e pelo Método Russo. Com base nessas tensões solicitantes e nas tensões resistentes, pode-se avaliar a segurança lateral e na base da fundação.

Para obter o coeficiente de segurança de estabilidade lateral, foi empregado o método de Sherif com base na diferença entre o empuxo passivo e ativo do solo (Figura 15). As tensões laterais solicitantes foram obtidas através da análise e dedução das Equações 35 e 71 para os métodos de Sulzberger e Russo, respectivamente. O resultado comparativo pode ser

observado na Figura 38. Por meio da relação entre as áreas resistentes e solicitantes (Tabela 28), pôde-se determinar o coeficiente de segurança de estabilidade lateral de 2,61 e 2,59 para os métodos de Sulzberger e método Russo, respectivamente. Ademais, o nível de transição das tensões (Figura 38) está localizado a -0,75 e -0,82 para os métodos de Sulzberger e Russo.

Figura 38: Tensões laterais solicitantes e resistentes para o tubulão curto.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

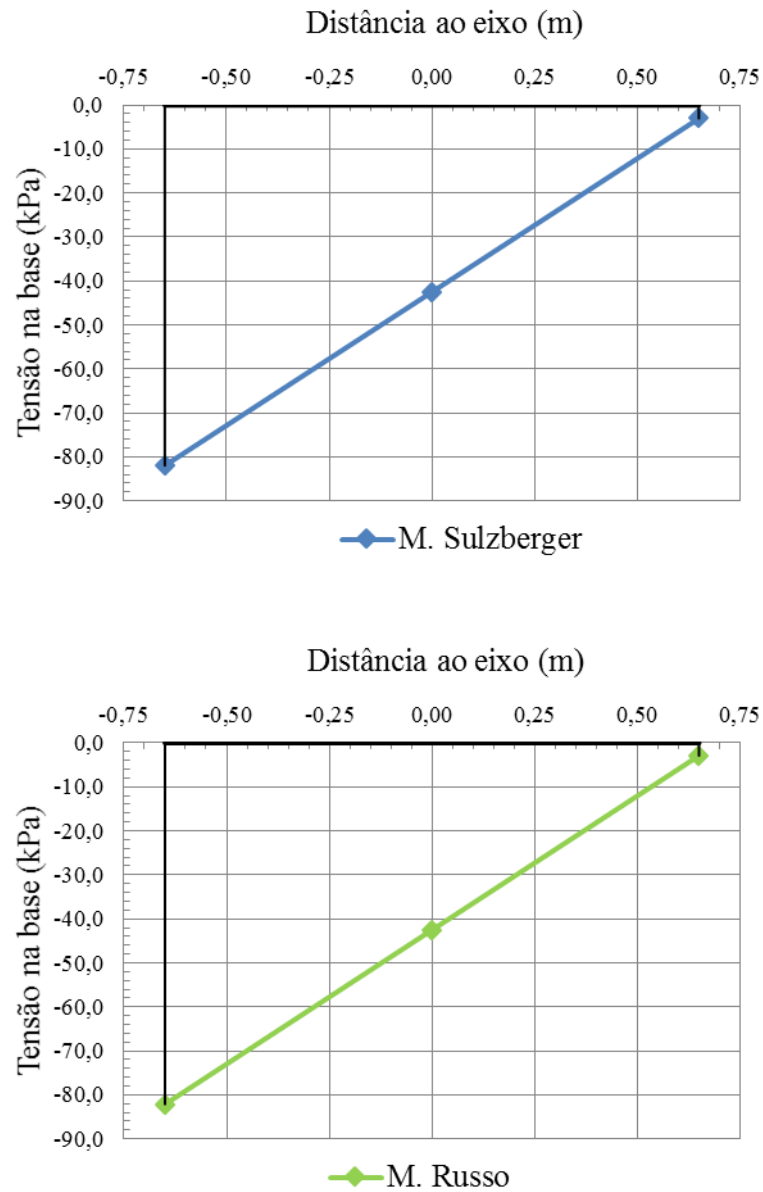
Tabela 28: Coeficiente de segurança de estabilidade lateral pelo método de Sherif.

	Coeficiente de Segurança Área 2 sobre Área 1	Coeficiente de Segurança Área 4 sobre Área 3
Método de Sulzberger	$\frac{31,05}{11,90} = 2,61$	$\frac{59,03}{11,90} = 4,96$
Método Russo	$\frac{34,82}{13,45} = 2,59$	$\frac{52,96}{9,67} = 5,48$

Fonte: Elaborado pelo Autor.

No caso das tensões provocadas ao solo na base da fundação, baseado no momento resistido pela base em cada método, foram determinadas as tensões máximas e mínimas (Figura 39) através da Equação 45. As tensões máximas aplicadas foram de 81,9 kPa e 82,1 kPa para os métodos de Sulzberger e Russo, respectivamente. Essas tensões são inferiores a tensão admissível de 100 kPa.

Figura 39: Tensões solicitantes na base do tubulão curto.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.3.2 Bloco de seção quadrada

Da mesma maneira que realizado para o tubulão curto, será realizado o dimensionamento geotécnico para o caso de um bloco de seção quadrada. Os resultados obtidos, para as dimensões e os coeficientes de reação, são apresentados na Tabela 29.

Tabela 29: Resultados - dimensões e coeficientes de reação para um bloco de seção quadrada.

Largura (m)	1,10
Coeficiente de reação vertical K_v (kgf/cm ³)	0,72
Coeficiente de reação horizontal K_h (kgf/cm ³)	0,48
Profundidade Fundação (m)	1,50

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A fundação pode ser considerada relativamente rígida quando submetida a esforços transversais, pois o produto da rigidez relativa pelo comprimento é de 0,21, ou seja, inferior a π . Ademais, o peso próprio da fundação é de 41,8 kN, totalizando aproximadamente 1,65 m³ de concreto.

4.3.2.1 Método de Sulzberger

O método de Sulzberger, para o caso de um bloco de seção quadrada, foi empregado de maneira análoga ao realizado para o tubulão curto. Para o cálculo do momento de engastamento lateral, foram usadas as Equações 57, 58 e 59. As equações apresentadas na Tabela 12 foram usadas para o cálculo do momento resistente devido à base. Os resultados são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30: Resultados dos cálculos para o bloco de seção quadrada - Método de Sulzberger.

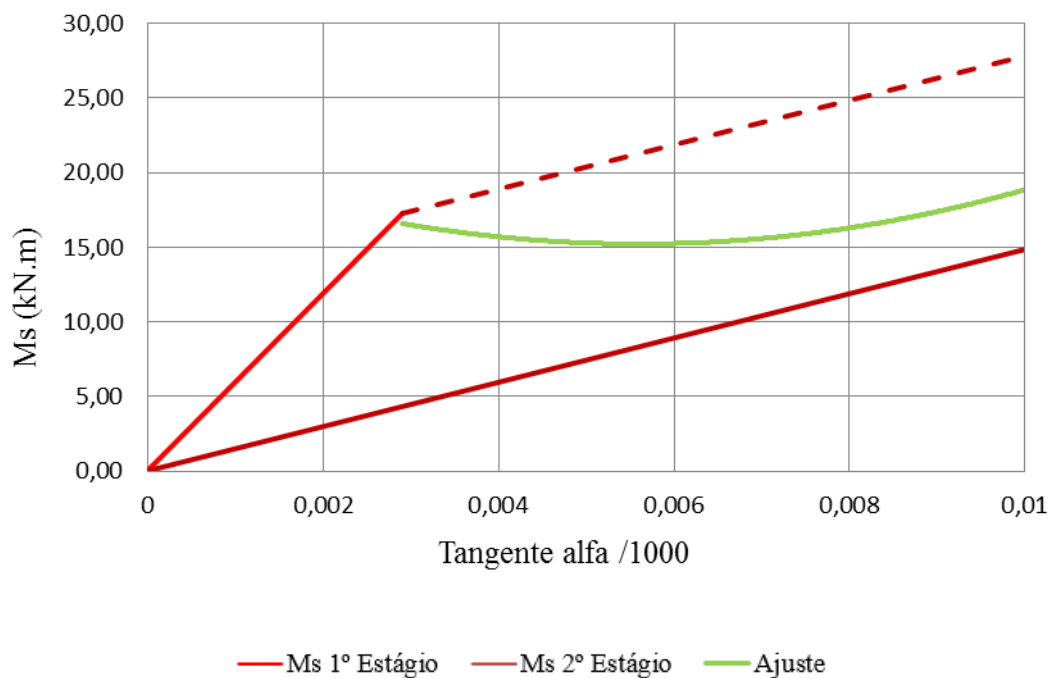
	$\tan \alpha$	0,0029
Momento de Engastamento Lateral	M_s 1º Estágio ($\tan \alpha$) [kN.m]	17,28
	M_s 2º Estágio (0,01) [kN.m]	14,86
Momento devido à base	$\tan \alpha$	$\approx 0,010$
	M_s 1º Estágio (0,01) [kN.m]	8,79

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para o momento de engastamento lateral, constata-se que ocorre a mudança do primeiro para o segundo estágio, uma vez que a tangente de alfa é inferior a 0,01. Desta forma, o nível de rotação da fundação está localizado na metade da profundidade da fundação, já que o coeficiente de reação horizontal é constante com a profundidade. Para ajustar essa passagem

do primeiro para o segundo estágio, foi utilizada a Equação 64, resultando no comportamento apresentado na Figura 40.

Figura 40: Curva de ajuste entre o primeiro e segundo estágio – Bloco de seção quadrada.

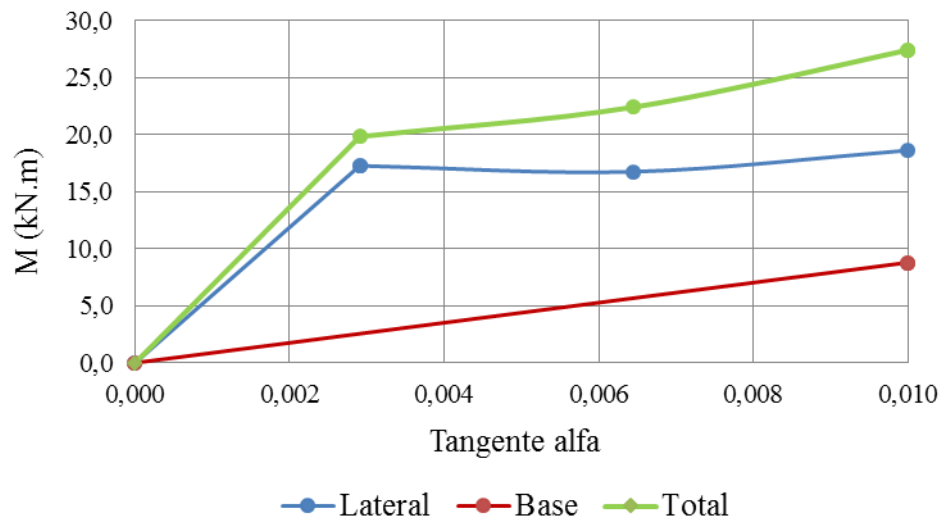


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Observa-se também que a tangente de α está muito próxima de 0,01 para o momento devido à base da fundação. Indicando, assim, que a fundação está com uma pequena parcela da base sem transmitir esforços ao solo.

Realizando o somatório das parcelas resistentes, foi elaborado o gráfico apresentado na Figura 41, totalizando um momento resistente total de 27,42 kN.m para uma inclinação limite de tangente de α de 0,01.

Figura 41: Momentos resistentes para bloco de seção quadrada - Método de Sulzberger.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Já que o nível de rotação está na metade da profundidade da fundação, os esforços solicitantes devem ser deslocados para este nível. Realizando a resultante dos momentos em cada caso (Tabela 31), obteve-se um momento de tombamento de 15,99 kN.m para o caso mais desfavorável. Desta forma, o coeficiente de segurança é de 1,71.

Tabela 31: Casos mais desfavoráveis na metade da profundidade da fundação.

Hipóteses	Fz kN	Fx kN	Fy kN	Mx kNm	My kNm
Caso 1	- 52,37	0,49	3,69	15,69	3,10
Caso 4	- 52,37	3,11	0,93	5,88	12,05

Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.3.2.2 Método Russo

Empregando-se o método Russo, com as adaptações propostas por ROCHA (1992), foram determinados os esforços resultantes para os casos mais desfavoráveis, que são apresentados na Tabela 22. Assim, foi selecionado o caso que resulta em um maior momento de tombamento à fundação cujos esforços de cálculo podem ser visualizados na Tabela 32.

Tabela 32: Esforços resultantes para o caso mais desfavorável.

Esforço Normal (kN)	- 52,37
Esforço Horizontal (kN)	3,72
Momento (kN.m)	13,21

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para o cálculo do momento resistente, foi utilizada a Equação 70 com a alteração do momento resistente devido à base na equação. Os deslocamentos vertical e horizontal foram determinados pelas Equações 48 e 69, respectivamente. Essas equações usaram uma tangente de alfa igual a 0,01. Os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 33 e o coeficiente de segurança é de 1,58.

Tabela 33: Resultado dos cálculo para bloco de seção quadrada – Método Russo.

Momento Resistente (kN.m)	20,86
Deslocamento horizontal (m)	0,008
Deslocamento vertical (m)	0,006
Tan α	0,010

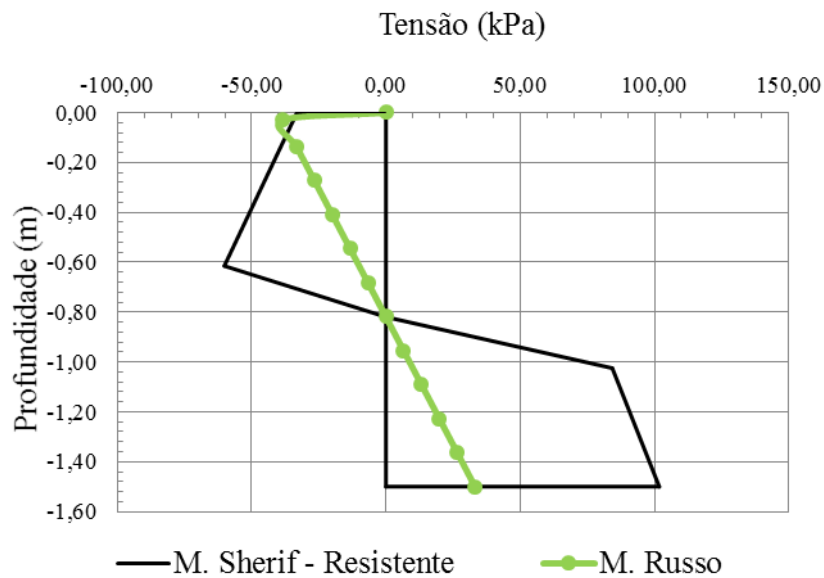
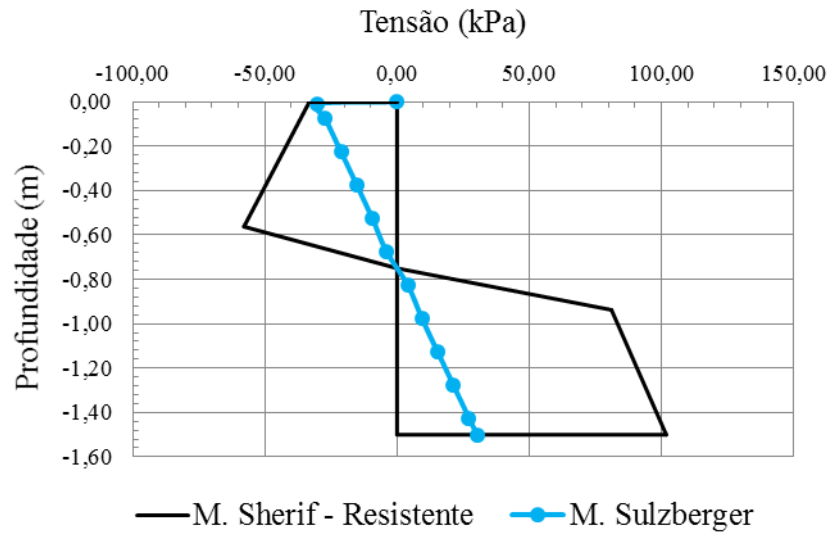
Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.3.2.3 Coeficiente de Segurança

Da mesma forma que realizado anteriormente, determinou-se o coeficiente de segurança tanto na lateral quanto na base da fundação para ambos os métodos.

Com o intuito de obter o coeficiente de segurança de estabilidade lateral, empregou-se novamente o método de Sherif (Figura 15). As tensões laterais solicitantes foram determinadas da mesma maneira e o resultado comparativo pode ser observado na Figura 42. Através da relação entre as áreas resistentes e solicitantes (Tabela 34), pôde-se determinar o coeficiente de segurança de estabilidade lateral de 2,87 e 2,21 para método de Sulzberger e para o método Russo, respectivamente. Ademais, o nível de transição das tensões (Figura 42) está localizado a -0,75 e -0,82 para os métodos de Sulzberger e Russo.

Figura 42: Tensões laterais solicitantes e resistentes para o bloco de seção quadrada.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

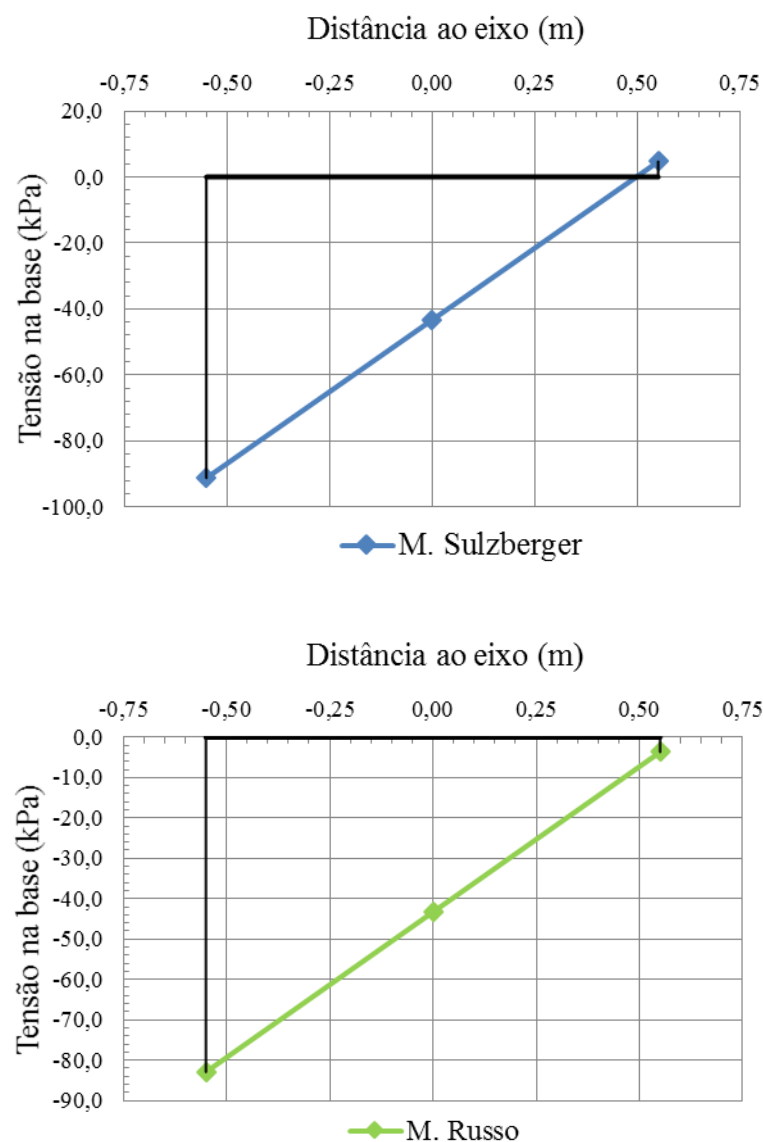
Tabela 34: Coeficiente de segurança de estabilidade lateral pelo método de Sherif.

	Coeficiente de Segurança Área 2 sobre Área 1	Coeficiente de Segurança Área 4 sobre Área 3
Método de Sulzberger	$\frac{31,05}{10,80} = 2,87$	$\frac{59,03}{10,80} = 5,47$
Método Russo	$\frac{34,86}{15,76} = 2,21$	$\frac{52,89}{11,29} = 4,69$

Fonte: Elaborado pelo Autor.

As tensões máximas e mínimas provocadas ao solo na base da fundação foram determinadas em concordância com o realizado para o tubulão curto (Figura 43). As tensões máximas aplicadas foram de 91,2 kPa e 82,9 kPa para os métodos de Sulzberger e Russo, respectivamente. Essas tensões são inferiores a tensão admissível de 100 kPa. Observa-se também que há, para método de Sulzberger, uma pequena parte da fundação que não repousa sobre a base, atingindo uma tensão positiva de 4,7 kPa.

Figura 43: Tensões solicitantes no bloco de seção quadrada.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em concordância com os objetivos propostos neste trabalho, foram revisados aspectos da teoria e prática para o dimensionamento geotécnico de fundações diretas e rígidas em SEs. Os conhecimentos abordados foram aplicados em um estudo de caso para um equipamento da SE Desterro localizada no município de Florianópolis, Santa Catarina. A metodologia aplicada pode ser replicada para fundações de equipamentos similares da SE. Pode-se, por conseguinte, concluir que os objetivos propostos foram alcançados e, ao mesmo tempo, expostos no desenvolvimento deste trabalho de conclusão de curso.

O emprego de fundações diretas, tratadas no presente trabalho, é uma alternativa tecnicamente viável e, possivelmente, mais econômica que uma fundação profunda. Contudo, deve-se considerar a possibilidade de adensamento das camadas inferiores ao aterro a fim de evitar recalques inesperados da fundação ao longo do tempo. Ademais, é importante avaliar a rigidez relativa da fundação em relação ao meio com o propósito de analisar se a fundação apresenta um comportamento rígido ou flexível em relação a carregamentos transversais.

Pôde-se concluir também que as ações transversais atuantes são relevantes e provocam um significativo momento de tombamento à fundação. Além disso, as exigências de deslocamentos e deformações para estrutura são significativas, influenciando diretamente a forma de concepção e dimensionamento da fundação. Desta forma, é adequado o emprego de métodos de dimensionamento que considerem a interação solo-fundação.

Os métodos de Sulzberger e Russo consideram o comportamento do solo como linear-elástico, adotando as pressões de contato proporcionais aos deslocamentos da fundação. Assim, deve-se ter prudência ao adotar valores dos coeficientes de reação vertical e horizontal por meio de correlações empíricas para não superestimá-los e, conseqüentemente, subdimensionar a fundação.

Ambos os métodos adotam metodologias diferentes para determinar o momento resistente da fundação. Entretanto, os dois métodos são baseados em princípios e hipóteses semelhantes e, desta maneira, são capazes de fornecer um resultado com embasamento técnico-científico. Visto que ambos os métodos realizam o equilíbrio de forças em níveis distintos, prefere-se comparar os métodos pelos coeficientes de segurança obtidos, e não diretamente pelos momentos resistentes e solicitantes.

O método proposto por Sherif, a fim de determinar o coeficiente de segurança de estabilidade lateral, proporciona uma percepção acessível das tensões resistentes em relação às solicitantes.

Foram realizados os dimensionamentos geotécnicos de um tubulão curto e um bloco de seção quadrada, atendendo os coeficientes de segurança propostos para ambos os métodos. No caso do tubulão curto, foram obtidos coeficientes de segurança muito próximos para ambos os métodos. Todavia, para o bloco de seção quadrada, ocorre uma diferença da ordem de 10 a 25%. Acredita-se que esta diferença seja causada pela alteração proposta por Rocha (1992), que adaptou o método original de tubulão curto para um bloco de seção quadrada, e não considerou a diferença no momento resistido pela lateral para fundações de seções distintas. Enquanto que, o método de Sulzberger, considera esta diferença.

Constata-se que o método de Sherif proporcionou um coeficiente de segurança de estabilidade lateral menor para o método Russo no caso de um bloco de seção quadrada. Acredita-se que esta redução seja causada, principalmente, por duas razões. Primeiramente, o método Russo considera a força horizontal atuante além do momento de tombamento, diferentemente do método de Sulzberger. Consequentemente, aumenta-se as pressões de contato laterais acima do nível de rotação. Além disso, o método Russo para o bloco de seção quadrada emprega as adaptações propostas por Rocha (1992) e, desta maneira, considerando o momento resistente lateral igual ao tubulão curto.

Através do processo iterativo de dimensionamento, pôde-se concluir que o bloco de seção quadrada apresenta uma maior resistência ao tombamento que o tubulão curto para largura e diâmetros iguais e para uma mesma profundidade. Assim, o tubulão curto necessitou um maior diâmetro a fim de obter os mesmos coeficientes de segurança.

Constata-se também que o coeficiente de segurança contra ruptura, ELU, é elevado, atingindo valores entre dois e três, considerando as pressões de contato provenientes de uma combinação em serviço com coeficiente de segurança já associado de 1,5. Desta maneira, ratificando o fato de que, devido as restrições de deslocamentos dos equipamentos, o comportamento em serviço governa o dimensionamento das fundações estudadas. Assim, uma análise da interação solo-fundação se faz necessária.

Ressalta-se que a escolha entre tubulão curto e um bloco de seção quadrada deve ser realizada considerando o custo, espaço disponível e processo construtivo. Desta forma, a

escolha deve ser realizada de acordo com cada caso. Para a SE Desterro, optou-se por utilizar um bloco de seção quadrada.

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Por fim, entende-se como essencial o aprofundamento do tema abordado por meio de estudos futuros. Desta maneira, sugerem-se as seguintes recomendações:

- Acompanhamento e avaliação das fundações dimensionadas ao longo do tempo;
- Contemplar a determinação dos esforços internos presentes na fundação;
- Avaliar como a presença do lençol freático pode afetar a resistência ao tombamento da fundação;
- Realizar a análise por meio de modelagem numérica de métodos de elementos finitos;
- Desenvolvimento de referências bibliográficas com critérios e parâmetros para o dimensionamento geotécnico específico de estruturas e fundações de SEs.

REFERÊNCIAS

American Society of Civil Engineers. ASCE 113: Substation Structure Design Guide. Reston, 2008.

AMSLER, P. e OTT, J. C. **Gare de triage de Denges, Pylônes CFF sur pieux – Calculs et mesures des déflexions.** 98º Bulletin technique de la suisse romande, p. 22-37, Suíça, 1972.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **ABNT NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **ABNT NBR 6123:** Forças devidas ao vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **ABNT NBR 6489:** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **ABNT NBR 8681:** Segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

AYEB, M.; BIGUENET, G.; e DUNARD, M.. **Étude expérimentale des fondations soumises au renversement.** Revue Française de Geotechnique nº 25, p. 5-15, Paris, 1983.

AZEVEDO, C. B.. **Projeto de fundações de linhas de transmissão baseado em confiabilidade.** Belo Horizonte, 2011

BRASIL. **Anuário Estatístico de Energia Elétrica.** Rio de Janeiro, setembro de 2015.
Disponível em: < <http://www.epe.gov.br> >, acessado em abril 2016.

CHAVES, R. A.. **Fundações de Linhas de Transmissão e Telecomunicação.** Belo Horizonte, 2004

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H.. **Fundações Diretas: projeto geotécnico.** São Paulo, 2011.

Conseil International des Grands Réseaux Electriques. CIGRE Brochure (nº 6): The Mechanical Effects Of Short-Circuit Currents In Open Air Substations. Paris, 1987.

DANZIGER, F. A. B.. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração.** Rio de Janeiro, 1983

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Fundações: Teoria e Prática: Capítulo 8 - Análise e projeto de fundações profundas**. Editora Pini. São Paulo, 1998.

DEL PINO JÚNIOR, A.. **Análise Do Comportamento De Estacas Do Tipo Broca Escavada Com Trado Mecânico, Solicitadas Por Esforços Transversais**. Dissertação de mestrado, Ilha Solteira, 2003.

ELETROSUL. **Projeto de terraplenagem da SE Desterro 230/138 kV**. Florianópolis. 2007. (Dados sigilosos)

_____. **Projetos dos suportes e equipamentos – Para-raios, Transformador de Potencial Capacitivo e Transformador de Potencial da SE Desterro 230/138 kV**. Florianópolis, 2015). (Dados Sigilosos)

FURNAS. **Construção de linhas de transmissão: Fundações**. Divisão de Apoio e Controle de Qualidade. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **Especificações para elaboração de projetos de fundações de linhas de transmissão – EP 5029**. 2003.

FUSCO, P. B. **Relatório Técnico** realizado para a empresa ELETROSUL Centrais Elétricas. 1985.

Institute of Electrical and Electronics Engineers. IEEE Standard 605: Guide for Bus Design in Air Insulated Substation. Nova Iorque, 2008.

_____. **IEEE Standard 691: Guide for transmission structure Foundation Design and testing**. Nova Iorque, 2001.

International Electrotechnical Commission. IEC Standard 60865-1: Short-circuit currents - Calculation of effects - Part 1: Definitions and calculation methods. Genebra, 2011.

MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. **Fundações: Teoria e Prática: Capítulo 15 – Análise, projeto execução de escavações e contenções**. Editora Pini. São Paulo, 1998.

NEXANS. **Condutores nus: Alumínio**. Catálogo de produtos. Rio de Janeiro, 2011.

REBELLO Y.C. P.. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. Zigurate Editora. Janeiro 2011.

- REESE, L. C.; VAN IMPLE, W. F. **Single piles and pile groups under lateral loading**. 2nd Edition, 2011.
- ROCHA, G. E.. **Comportamento de estruturas rígidas sujeitas a esforços horizontais e momentos**. Brasília, 1992.
- SHERIF, G. **Elastically Fixed Structures**. Berlin, 1974.
- SOUZA, C. P. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo, 2006.
- SULZBERGER, G. *Les fondations de supports de lignes aériennes et leur calcul*. Association Suisse des Électriciens. Edição nº 10. Maio de 1945.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações: Teoria e Prática: Capítulo 7 - Análise, projeto de fundações rasas**. Editora Pini. São Paulo, 1998.
- TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**. Geotechnique, v. 5, p. 298-326, 1955. ISSN 4
- TIMERMAN, J.. **Cálculo de Tubulões Curtos**. Revista Estrutura nº 90. 1980
- VELLOSO, D.; LOPES, F. R. **Fundações: Teoria e Prática: Capítulo 6 - Concepção de obras de fundações**. Editora Pini. São Paulo, 1998.
- VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Texto, v. Completo, 2010.
- WINKLER, E.. **Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit**. 1st Edn., H. Dominicus, Prague 1867.

APÊNDICE A – Memorial do cálculo do esforço devido à ação do vento

Tabela 35: Planilha para cálculo do vento.

Seção	Barra Prismática	Dx	Dy	Dz	Área (transversal)	Z (inicial)	Z(Topo)	Fatores Estatísticos		
		m	m	m	m²	m	m	S1	S2	S3
SP01	Retangular	0,250	0,250	2,090	0,52	0,00	2,09	1,00	0,940	1,10
SP02	Retangular	0,600	0,600	0,250	0,15	2,09	2,34	1,00	0,940	1,10
EQP01	Retangular	0,500	0,500	0,503	0,25	2,34	2,84	1,00	0,940	1,10
EQP02	Circular	0,360	0,360	1,035	0,37	2,84	3,88	1,00	0,940	1,10
EQP03	Retangular	0,400	0,400	0,340	0,14	3,88	4,22	1,00	0,940	1,10
EQP04	Circular	0,360	0,360	1,035	0,37	4,22	5,25	1,00	0,947	1,10
EQP05	Retangular	0,400	0,400	0,240	0,10	5,25	5,49	1,00	0,950	1,10
CABOS	Circular	4,715	0,750	0,028	-	5,56	5,59	1,00	0,950	1,10





Seção	Vk	q	Reynolds	L/d	K	C
	(m/s)	kN/m²				
SP01	46,53	1,33	-	8,36	0,69	2,00
SP02	46,53	1,33	-	0,42	0,62	2,00
EQP01	46,53	1,33	-	1,01	0,62	2,00
EQP02	46,53	1,33	1,2E+06	2,88	0,80	0,70
EQP03	46,53	1,33	-	0,85	0,62	2,00
EQP04	46,86	1,35	1,2E+06	2,88	0,80	0,70
EQP05	47,04	1,36	-	0,60	0,62	2,00
CABOS	47,04	1,36	9,3E+04	-	-	1,10




Fonte: Elaborado pelo Autor.

ANEXO A - Sondagens a percussão - SPT

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
sondagens		SP.01		-7.56		10/10/05		10/10/05			
sondagens		SP.01		-7.56		10/10/05		10/10/05			
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO	RECUPERAÇÃO 20 40 60 80				N.A. (m)	
					Nº GOLPES	PENETRAÇÃO 10 20 30 40					
2.10		ARGILA ORGÂNICA, COLORAÇÃO PRETA		CONS. MUITO MOLE*	1	1/29	1/15	2/44		0.01	
					3	1/15	1/15	1/15	2		
					3	1/15	1/15	2/15	3		
					5	1/15	1/15	3/15	4		
				CONS. MOLE*	5	1/15	2/15	2/15	4		
					7	1/15	1/15	1/15	2		
					7	1/15	2/15	2/15	4		
				CONS. MÉDIA*	9	1/15	1/15	4/15	5		
					9	1/15	2/15	3/15	5		
11.00		AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA			11	6/15	10/15	14/15	24		
		AREIA ARGILOSA, COLORAÇÃO CINZA CLARA			13	4/15	6/15	11/15	17		
					13	3/15	6/15	10/15	16		
					15	5/15	8/15	11/15	19		
				MED. COMP.**	15	7/15	10/15	16/15	26		
					17	6/15	11/15	15/15	26		
					17	8/15	12/15	17/15	29		
					17	7/15	11/15	16/15	27		
					17	9/15	11/15	17/15	28		
					17	15/15	15/15	15/15			
OBS. 22,00m= LIMITE DE SONDAÇÃO POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE						30 cm INICIAIS					
						30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.		SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO	
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Profun. de início (m) : --		Ø :		Amostrador : Ø I = 1 3/8 "	
2	--	--	T. Espiral		1.00	Estagio 1 (cm) : --		Ø Revest. :		Ø E = 2 "	
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00	22.00	Estagio 2 (cm) : --				Ø Revestimento = 2 1/2 "	
						Estagio 3 (cm) : --				Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm	
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.						ENG. RESP.					
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO											
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC											
SONDADOR IVO	ESCALA 1:100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 2/14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2						

marcon			SONDAGEM		COTA			INÍCIO		FIM		
sondagens			SP.01		-7.56			10/10/05		10/10/05		
								SR				
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO			RECUPERAÇÃO				N.A.
					Nº GOLPES			PENETRAÇÃO				(m)
	18	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA		MED. COMP.**	9	11	17				28	
	19				15	15	15				30	
	20				8	12	18				27	
	21				15	15	15				28	
22.00					7	11	16					
					15	15	15					
	22	LIMITE DE SONDAGEM										
					23							
					25							
					27							
					29							
					31							
					33							
					35							
OBS. 22,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE								30 cm INICIAIS				
								30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	SOND. ROTATIVA	SOND. À PERCUSSÃO				
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Profun. de Início (m) : --	ø :	Amostrador : ø I = 1 3/8 "				
2	--	--	T. Espiral		1.00	Estagio 1 (cm) : --	ø Revest. :	ø E = 2 "				
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00	22.00	Estagio 2 (cm) : --		ø Revestimento = 2 1/2 "				
						Estagio 3 (cm) : --		Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm				
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.							ENG. RESP.					
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO												
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC												
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 2B / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8845-2							

marcon		SONDAGEM	COTA		INÍCIO		FIM		
sondagens		SP.02	-7.21		SP	10/10/05	10/10/05		
					SR				
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO N° GOLPES	RECUPERAÇÃO 20 40 60 80 PENETRAÇÃO 10 20 30 40				N.A. (m)
2.20		ARGILA ORGÂNICA, COLORAÇÃO PRETA	CONS. MUITO MOLE*	1 1/27 1/15	2	42			0.01
4.70		ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MOLE*	3 1/15 1/15 2/15 1/15 1/15 3/15 1/15 2/15 2/15	3	4	4		
11.85		AREIA ARGILOSA, COM SAMBAQUI, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**	5 2/15 2/15 4/15 1/15 2/15 3/15 1/15 1/15 4/15 2/15 3/15 4/15 1/15 2/15 3/15 2/15 2/15 3/15 1/15 2/15 4/15	6	5	5	7	
		AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA	MED. COMP.**	13 5/15 9/15 13/15 6/15 11/15 15/15 7/15 11/15 16/15 7/15 11/15 15/15 8/15 12/15 16/15 7/15 10/15 15/15 6/15 11/15 15/15 6/15 11/15 15/15	22	26	27	28	25
OBS. 20,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE					30 cm INICIAIS				
					30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m) Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de Início (m) : --	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO	
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Ø : --		Amostrador : Ø 1 = 1 3/8"	
2	--	--	T. Espiral	1.00	Estágio 1 (cm) : --	Ø Revest. : --		Ø E = 2"	
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00 20.00	Estágio 2 (cm) : --			Ø Revestimento = 2 1/2"	
					Estágio 3 (cm) : --			Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm	
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.						ENG. RESP.			
OBRA SUBESTAÇÃO DESTERRO									
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC						SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2			
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 3 / 14					

marcon		SONDAGEM		COTA		SP	INÍCIO	FIM		
sondagens		SP.03		-7.12			11/10/05	11/10/05		
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO		RECUPERAÇÃO				N.A. (m)
				Nº GOLPES		20	40	60	80	
						10	20	30	40	
1.55		ARGILA ORGÂNICA, COLORAÇÃO PRETA	CONS. MUITO MOLE*	1	1/25	1/15	2	40		0.01
4.80		ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MOLE*	3	1/15	1/15	3/15	4		
			CONS. MÉDIA*	5	1/15	1/15	4/15	5		
15.40		AREIA MÉDIA ARGILOSA, COLORAÇÃO AMARELA	POUCO COMP.**	7	2/15	3/15	4/15	6		
			MED. COMP.**	13	3/15	6/15	11/15	17		
				15	4/15	8/15	11/15	19		
				17	5/15	8/15	12/15	20		
				19	6/15	11/15	17/15	26		
				21	7/15	11/15	15/15	28		
				23	8/15	12/15	16/15	28		
				25	9/15	12/15	16/15	28		
				27	10/15	13/15	17/15	28		
				29	11/15	13/15	17/15	28		
				31	12/15	14/15	18/15	28		
				33	13/15	14/15	18/15	28		
				35	14/15	15/15	19/15	28		
				37	15/15	15/15	19/15	28		
				39	16/15	16/15	20/15	28		
				41	17/15	16/15	20/15	28		
				43	18/15	17/15	21/15	28		
				45	19/15	17/15	21/15	28		
				47	20/15	18/15	22/15	28		
				49	21/15	18/15	22/15	28		
				51	22/15	19/15	23/15	28		
				53	23/15	19/15	23/15	28		
				55	24/15	20/15	24/15	28		
				57	25/15	20/15	24/15	28		
				59	26/15	21/15	25/15	28		
				61	27/15	21/15	25/15	28		
				63	28/15	22/15	26/15	28		
				65	29/15	22/15	26/15	28		
				67	30/15	23/15	27/15	28		
				69	31/15	23/15	27/15	28		
				71	32/15	24/15	28/15	28		
				73	33/15	24/15	28/15	28		
				75	34/15	25/15	29/15	28		
				77	35/15	25/15	29/15	28		
				79	36/15	26/15	30/15	28		
				81	37/15	26/15	30/15	28		
				83	38/15	27/15	31/15	28		
				85	39/15	27/15	31/15	28		
				87	40/15	28/15	32/15	28		
				89	41/15	28/15	32/15	28		
				91	42/15	29/15	33/15	28		
				93	43/15	29/15	33/15	28		
				95	44/15	30/15	34/15	28		
				97	45/15	30/15	34/15	28		
				99	46/15	31/15	35/15	28		
				101	47/15	31/15	35/15	28		
				103	48/15	32/15	36/15	28		
				105	49/15	32/15	36/15	28		
				107	50/15	33/15	37/15	28		
				109	51/15	33/15	37/15	28		
				111	52/15	34/15	38/15	28		
				113	53/15	34/15	38/15	28		
				115	54/15	35/15	39/15	28		
				117	55/15	35/15	39/15	28		
				119	56/15	36/15	40/15	28		
				121	57/15	36/15	40/15	28		
				123	58/15	37/15	41/15	28		
				125	59/15	37/15	41/15	28		
				127	60/15	38/15	42/15	28		
				129	61/15	38/15	42/15	28		
				131	62/15	39/15	43/15	28		
				133	63/15	39/15	43/15	28		
				135	64/15	40/15	44/15	28		
				137	65/15	40/15	44/15	28		
				139	66/15	41/15	45/15	28		
				141	67/15	41/15	45/15	28		
				143	68/15	42/15	46/15	28		
				145	69/15	42/15	46/15	28		
				147	70/15	43/15	47/15	28		
				149	71/15	43/15	47/15	28		
				151	72/15	44/15	48/15	28		
				153	73/15	44/15	48/15	28		
				155	74/15	45/15	49/15	28		
				157	75/15	45/15	49/15	28		
				159	76/15	46/15	50/15	28		
				161	77/15	46/15	50/15	28		
				163	78/15	47/15	51/15	28		
				165	79/15	47/15	51/15	28		
				167	80/15	48/15	52/15	28		
				169	81/15	48/15	52/15	28		
				171	82/15	49/15	53/15	28		
				173	83/15	49/15	53/15	28		
				175	84/15	50/15	54/15	28		
				177	85/15	50/15	54/15	28		
				179	86/15	51/15	55/15	28		
				181	87/15	51/15	55/15	28		
				183	88/15	52/15	56/15	28		
				185	89/15	52/15	56/15	28		
				187	90/15	53/15	57/15	28		
				189	91/15	53/15	57/15	28		
				191	92/15	54/15	58/15	28		
				193	93/15	54/15	58/15	28		
				195	94/15	55/15	59/15	28		
				197	95/15	55/15	59/15	28		
				199	96/15	56/15	60/15	28		
				201	97/15	56/15	60/15	28		
				203	98/15	57/15	61/15	28		
				205	99/15	57/15	61/15	28		
				207	100/15	58/15	62/15	28		
				209	101/15	58/15	62/15	28		
				211	102/15	59/15	63/15	28		
				213	103/15	59/15	63/15	28		
				215	104/15	60/15	64/15	28		
				217	105/15	60/15	64/15	28		
				219	106/15	61/15	65/15	28		
				221	107/15	61/15	65/15	28		
				223	108/15	62/15	66/15	28		
				225	109/15	62/15	66/15	28		
				227	110/15	63/15	67/15	28		
				229	111/15	63/15	67/15	28		
				231	112/15	64/15	68/15	28		
				233	113/15	64/15	68/15	28		
				235	114/15	65/15	69/15	28		
				237	115/15	65/15	69/15	28		
				239	116/15	66/15	70/15	28		
				241	117/15	66/15	70/15	28		
				243	118/15	67/15	71/15	28		
				245	119/15	67/15	71/15	28		
				247	120/15	68/15	72/15	28		
				249	121/15	68/15	72/15	28		
				251	122/15	69/15	73/15	28		
				253	123/15	69/15	73/15	28		
				255	124/15	70/15	74/15	28		
				257	125/15	70/15	74/15	28		
				259	126/15	71/15	75/15	28		
				261	127/15	71/15	75/15	28		
				263	128/15	72/15	76/15	28		
				265	129/15	72/15	76/15	28		
				267	130/15	73/15	77/15	28		
				269	131/15	73/15	77/15	28		
				271	132/15	74/15	78/15	28		
				273	133/15	74/15	78/15	28		
				275	134/15	75/15	79/15	28		
				277	135/15	75/15	79/15	28		
				279	136/15	76/15	80/15	28		
				281	137/15	76/15	80/15	28		
				283	138/15	77/15	81/15	28		
				285	139/15	77/15	81/15	28		
				287	140/15	78/15	82/15	28		
				289	141/15	78/15	82/15	28		
				291	142/15	79/15	83/15	28		
				293	143/15	79/15	83/15	28		
				295	144/15	80/15	84/15	28		
				297	145/15	80/15	84/15	28		
				299	146/15	81/15	85/15	28		
				301	147/15	81/15	85/15	28		
				303	148/15	82/15	86/15	28		
				305	149/15	82/15	86/15	28		
				307	150/15	83/15	87/15	28		
				309	151/15	83/15	87/15	28		
				311	152/15</					

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
sondagens		SP.03		-7.12		11/10/05		11/10/05			
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLOG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO Nº GOLPES	RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)	
						20	40	60	80		
						10	20	30	40		
	18	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA		19	8 12 16 15 15 15					28	
	19			7 10 14 15 15 15						24	
	20			6 11 15 15 15 15						26	
	21			7 11 14 15 15 15						25	
	22			8 11 16 15 15 15						27	
	23			9 13 18 15 15 15						31	
	24			7 11 16 15 15 15						27	
25.00					25						
	25		LIMITE DE SONDAGEM								
					27						
				29							
				31							
				33							
				35							
OBS. 25,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE						30 cm INICIAIS					
						30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.		SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO	
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Profun. de início (m) : --		ø : --		Amostrador : ø 1 = 1,3/8"	
2	--	--	T. Espiral		1.00	Estagio 1 (cm) : --		ø Revest. : --		ø E = 2"	
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00	25.00	Estagio 2 (cm) : --				ø Revestimento = 2 1/2"	
						Estagio 3 (cm) : --				Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm	
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.						ENG. RESP.					
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO											
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC											
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 4B / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2						

marcon			SONDAGEM		COTA				INÍCIO		FIM	
							SP		11/10/05		11/10/05	
sondagens			SP.04		-7.10		SR					
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLOGO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO			RECUPERAÇÃO				N.A.
					Nº GOLPES			PENETRAÇÃO				(m)
	18	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA		MED. COMP.**	6	10	13				23	
	19				15	15	15			25		
	20				7	11	14			29		
	21				15	15	15			25		
	22				8	12	17			30		
23.00					15	15	15					
	23	LIMITE DE SONDAGEM										

marcon			SONDAGEM		COTA			INÍCIO		FIM		
sondagens			SP.06		-7.00			SP		12/10/05		
								SR				
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO N° GOLPES			RECUPERAÇÃO 20 40 60 80 PENETRAÇÃO 10 20 30 40				N.A. (m)	
1.20		ARGILA ORGÂNICA, COLORAÇÃO PRETA	1	1	1	1	2				0.01	
		ARGILA ARENOSA, COM SAMBAQUI, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MOLE*	1	1	3	4					
			3	1	2	2	4					
			5	1	1	3	4					
			7	1	1	3	4					
9.30		AREIA FINA ARGILOSA, COLORAÇÃO AMARELA	CONS. MÉDIA*	1	2	3	5					
			9	1	1	3	4					
			MÉDIA*	2	3	7	10					
			POUCO COMP.**	15	15	15	18					
12.00		AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA	11	4	7	11	18					
			13	5	7	12	19					
			15	8	11	16	27					
			17	7	10	15	25					
			19	8	11	17	28					
			21	7	12	17	29					
			23	8	11	16	27					
			25	7	11	16	27					
			27	15	15	15	30					
			29	15	15	15						
			31	15	15	15						
OBS. 20,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE								30 cm INICIAIS				
								30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de início (m) : --	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Estagio 1 (cm) : --	Ø :		Amostrador : Ø 1 = 1 3/8"			
2	--	--	T. Espiral	1.00	1.00	Estagio 2 (cm) : --	Ø Revest. :		Ø E = 2"			
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00	20.00	Estagio 3 (cm) : --			Ø Revestimento = 2 1/2"			
										Peso = 65 kg ALT. Queda = 75 cm		
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.								ENG. RESP.				
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO												
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC												
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 7 / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2							

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
sondagens		SP.06		-7.00		12/10/05		12/10/05			
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.ª OU COMP.ª	% RECUPERAÇÃO			RECUPERAÇÃO		N.A. (m)		
				Nº GOLPES			PENETRAÇÃO				
				9	12	18	20	40	60	80	
				15	15	15	10	20	30	40	
20.00	18	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA	MED. COMP.ª	19	8	11	17				
	15			15	15						
	19			8	11	17					
				15	15	15					
	20	LIMITE DE SONDAGEM									
				21							
				23							
				25							
				27							
				29							
				31							
				33							
				35							
OBS. 20,00m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE							30 cm INICIAIS				
							30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO		
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Profun. de Início (m) : --	Ø :		Amostrador : Ø I = 1 3/8 "		
2	--	--	T. Espiral	1.00	1.00	Estágio 1 (cm) : --	Ø Revest. :		Ø E = 2 "		
3	24,00hs	0.01	Lavagem	1.00	20.00	Estágio 2 (cm) : --			Ø Revestimento = 2 1/2 "		
						Estágio 3 (cm) : --			Peso = 65 kg. Alt. Queda = 75 cm		
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.							ENG. RESP.				
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO											
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC											
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 7B / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2						

marcon			SONDAGEM		COTA			INÍCIO		FIM		
sondagens			SP.07		-6.21			13/10/05		13/10/05		
sondagens			SP.07		-6.21			13/10/05		13/10/05		
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO	RECUPERAÇÃO 20 40 60 80				N.A. (m)			
				Nº GOLPES	PENETRAÇÃO 10 20 30 40							
6.40	1.50 2 3 4 5 6	ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MOLE* 3 5	1 2 15 15 2 15 15 15	4 4 3 3 5 3					0.85		
8.75	7 8	ARGILA MÉDIA, SILTOSA, COLORAÇÃO AMARELA	FOFA** MED. COMP.**	7 4 15 15 5 15 15 15	9 15 15 15 11 15 15 15	14 18						
12.60	9 10 11 12	ARGILA ARENOSA, SILTOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE* 11	1 15 15 15 2 15 15 15	3 15 15 15 4 15 15 15	4 4 5						
14.50	13 14	AREIA MÉDIA ARGILOSA, COLORAÇÃO AMARELA	POUCO COMP.**	3 15 15 15 2 15 15 15	5 15 15 15 4 15 15 15	9 8						
18.00	15 16 17 18	ARGILA ARENOSA, SILTOSA, COLORAÇÃO CINZA	CONS. MOLE* CONS. MÉDIA* CONS. MOLE* MED. COMP.**	1 15 15 15 1 15 15 15 1 15 15 15	2 15 15 15 3 15 15 15 2 15 15 15	4 5 4 18						
OBS. 26,50m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE								30 cm INICIAIS				
								30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de início (m) : --	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Estágio 1 (cm) : --	Ø :		Amostrador : Ø 1 = 1 3/8 "			
2	--	--	T. Espiral	1.00	1.00	Estágio 2 (cm) : --	Ø Revest. :		Ø E = 2 "			
3	24,00hs	0.85	Lavagem	1.00	26.50	Estágio 3 (cm) : --			Ø Revestimento = 2 1/2 "			
										Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm		
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.								ENG. RESP.				
OBRA SUBESTAÇÃO DETERRO												
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC												
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 8 / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2							

Rua Carlos Rieschbieter, 1123 - CEP 89.012-200 - BLUMENAU - SC Fone 0(xx)47-322:3339 - Fax 0(xx)47-322:3366 marcon.s@terra.com.br

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM		
sondagens		SP.07		-6.21		13/10/05		13/10/05		
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG.	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS.º OU COMP.º	% RECUPERAÇÃO Nº GOLPES	RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)
						20	40	60	80	
						10	20	30	40	
21.50	18	AREIA MÉDIA ARGILOSA, COLORAÇÃO AMARELA	MED. COMP.º	19	7 8 10	18				
	19			15 15 15	20					
	20			7 9 11	19					
	21			15 15 15	20					
26.50	22	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA	COMP.º	23	6 8 11	28				
	23			15 15 15	31					
	24			7 9 11	33					
	25			15 15 15	31					
	26			8 12 16	33					
	27			9 13 18						
		LIMITE DE SONDAGEM		28	9 14 19					
				29	15 15 15					
				31	8 13 18					
				33	15 15 15					
				35	9 14 19					
					15 15 15					

OBS. 26,50m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE

Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de início (m) : --	SOND. ROTATIVA	SOND. À PERCUSSÃO
1	--	--	T. Cavadeira	0.00		Estagio 1 (cm) : --	ø : --	Amostrador : ø 1 = 1 3/8 "
2	--	--	T. Espiral		1.00	Estagio 2 (cm) : --	ø Revest. : --	ø E = 2 "
3	24,00hs	0.85	Lavagem	1.00	26.50	Estagio 3 (cm) : --		ø Revestimento = 2 1/2 "
								Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm

CLIENTE	ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.				ENG. RESP.
OBRA	SUBESTAÇÃO DESTERRO				
LOCAL	BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC				
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 8B / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
sondagens		SP.08		-6.40		13/10/05		13/10/05			
SR											
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓG	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	CONS.* OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO N° GOLPES			RECUPERAÇÃO 20 40 60 80 PENETRAÇÃO 10 20 30 40				N.A. (m)
0.85		ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MÉDIA*	1							0.20
2.60	1.50	AREIA SILTOSA, COLORAÇÃO CINZA	POUCO COMP.**		1	2	3	5			
				3	3	5	8				
5.40	3	ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA ESCURA	CONS. MÉDIA*	3	1	2	3	5			
				1	15	15	15				
	4			2	2	3	5				
				15	15	15					
	5			2	2	4	6				
12.40	6	AREIA MÉDIA SILTOSA, COLORAÇÃO AMARELA	POUCO COMP.**		5	7	12	19			
				15	15	15					
	7			6	8	11	19				
				15	15	15					
	8			7	9	11	20				
				15	15	15					
	9			6	8	10	18				
				15	15	15					
	10			7	9	11	20				
				15	15	15					
15.70	12	ARGILA ARENOSA, COLORAÇÃO AMARELA	MUITO RUJA*		5	7	9	16			
				15	15	15					
	13			3	4	5	9				
				15	15	15					
16.50	14	CONS. RUJA*		2	4	6	10				
			15	15	15						
	15		2	3	6	9					
	16	ARGILA SILTO-ARENOSA, COLORAÇÃO CINZA CLARA	CONS. MÉDIA*		2	2	3	5			
				15	15	15					
	17			8	11	17	28				
				15	15	15					
	18	AREIA FINA, COLORAÇÃO AMARELA	MED. COMP.**		8	11	17				
				15	13	18					
				15	15	15					
OBS. 21,50m= LIMITE DE SONDAGEM POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE							30 cm INICIAIS				
							30 cm FINAIS				
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de Início (m) : -- Estagio 1 (cm) : -- Estagio 2 (cm) : -- Estagio 3 (cm) : --	SOND. ROTATIVA Ø : Ø Revest. :		SOND. À PERCUSSÃO Amostrador : ø I = 1 3/8" ø E = 2" ø Revestimento = 2 1/2" Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm		
1	--	--	T. Cavadeira	0.00							
2	--	--	T. Espiral		1.00						
3	24,00hs	0.20	Lavagem	1.00	21.50						
CLIENTE ELETROSUL CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.							ENG. RESP.				
OBRA SUBESTAÇÃO DESTERRO											
LOCAL BAIRRO CAMPECHE - FLORIANÓPOLIS - SC											
SONDADOR IVO	ESCALA 1 : 100	DATA 21/10/05	REF. SPT	FOLHA 9 / 14	SUELI LORENZETTI MARCON Reg. CREA SC S1 8645-2						

